

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES
DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE DE DOCTEUR-INGÉNIEUR

PAR

TRINH Khanh Long Jacques

1^{ère} THÈSE. — " Appui mutuel en Té de poutres en béton armé ".

2^e THÈSE. — Propositions de la Faculté.

" Régime de fonctionnement en couche dense des fours ".

Soutenues le 27 Octobre 1970 devant la Commission d'examen.

MM. les Prs SIESTRUNCK *Président.*

VICHNIEVSKY }
ROBINSON } *Examineurs.*

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES
DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE DE DOCTEUR-INGÉNIEUR

P A R

TRINH Khanh Long Jacques

1^{re} THÈSE. — " Appui mutuel en T_e de poutres en béton armé ".

2^e THÈSE. — Propositions de la Faculté.

" Régime de fonctionnement en couche dense des fours ".

Soutenues le 27 Octobre 1970 devant la Commission d'examen.

MM. les Prs SIESTRUNCK *Président.*

VICHNIEVSKY
ROBINSON } *Examineurs.*

REMERCIEMENTS.

J'exprime ma reconnaissance respectueuse à MM. les Professeurs R. SIESTRUNCK et VICHNIEVSKY pour l'intérêt bienveillant qu'ils ont bien voulu accorder à ce travail.

Je tiens à présenter mes respectueux remerciements à Monsieur le Professeur J.R. ROBINSON, Ingénieur Général des Ponts et Chaussées, Professeur honoraire à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et Directeur de l'I.R.A.B.A., qui m'a fait le grand honneur de m'accueillir dans son laboratoire, et qui m'a guidé dans toutes les expériences.

Je tiens à témoigner de ma reconnaissance à tout le personnel du C.E.S. pour l'aide qu'ils m'ont prodiguée dans l'élaboration de ce travail.

Je remercie également tous mes camarades ingénieurs et stagiaires.

Qu'ils trouvent ici l'expression de ma sympathie la plus vive.

0-3 - SOMMAIRE.

De nombreux essais sur des poutres ont révélé que la détermination actuelle de l'armature d'effort tranchant est surabondante. Aussi une réduction de celle-ci a été proposée dans les poutres appuyées directement sur des poteaux. Il s'agit dans cette étude de vérifier si la réduction de l'armature transversale s'appliquerait à des poutres s'appuyant par croisement avec d'autres ; car pour ces poutres, il peut arriver que les zones résistantes à l'effort tranchant dans chacune des poutres assemblées demeurent distinctes à leur jonction. En pareil cas, il est nécessaire qu'il existe des armatures de suspension reliant les deux zones, afin que l'équilibre du noeud soit possible.

La recherche décrite comprend les essais de 15 "Tés", composé chacun d'une poutre chargée en son milieu (la branche du Té) s'appuyant à une extrémité par l'intermédiaire d'une poutre porteuse (la barre du Té) de même niveau. La première série des essais a pour paramètre principal le pourcentage de l'armature d'âme des poutres portées. La deuxième série (3 essais) a été entreprise pour dégager l'influence des conditions d'appui offertes par la poutre porteuse.

Il résulte de ces essais que la poutre porteuse peut, suivant sa section transversale, former ou non un montant d'appui efficace. Si cette dernière présente une âme épaisse, une réduction de l'armature transversale des poutres portées analogue à celle des poutres sur appuis directs, paraît alors admissible. En revanche, si l'épaisseur de la nervure est trop mince par rapport à sa hauteur, la sécurité du béton de l'âme de la poutre portée est fortement influencée par les conditions d'appuis. En ce cas, les aciers de suspension jouent un rôle essentiel, et devront être calculés pour la totalité de la réaction mutuelle. Toutefois, certains cadres d'effort tranchant disposés dans le proche voisinage de l'appui indirect, peuvent avoir le rôle de suspente. Les armatures transversales ne doivent pas donc y être réduites.

Une classification simple des modes de rupture des poutres, est suggérée par la présentation graphique des résultats.

1 - INTRODUCTION.

1,1 - Appui mutuel de poutres.

Dans les constructions en béton armé, on trouve fréquemment des poutres qui se croisent, dont les unes (poutres porteuses) donnent appui aux autres (poutres portées). Ce mode d'appui mutuel est dit indirect. Lorsqu'une poutre est supportée par des poteaux, elle est dite sur appuis directs.

La distribution des contraintes à proximité des appuis d'une poutre, est fonction des dispositions d'appui réalisées. GAEDE [1] a montré, dans ses essais, que la résistance à l'effort tranchant diminue lorsque la poutre s'appuie indirectement. L'influence des conditions d'appui d'une poutre sur sa résistance, a été mise en évidence par M. J.R. ROBINSON lors d'essais sur les croisées de poutres [2], dont certains résultats importants sont rappelés ici.

Dans ces essais, les poutres portées et porteuses des corps d'épreuve étaient de même hauteur, et possédaient des armatures d'âme placées verticalement. Dans trois des quatre essais semblables - à des aciers de suspension près (cf. infra) - le phénomène suivant a été observé à la jonction des poutres. Des fissures 1 d'effort tranchant (figure 1c) découpaient dans l'âme de la poutre porteuse un "montant d'appui" pour la poutre portée. Cette dernière présentait une nervure fissurée à 45° sur toute la hauteur (figure 1a). Sous l'action des composantes horizontales des forces de compression des bielles de béton ainsi découpées, le "montant d'appui" se rompait par flexion suivant les fissures 2 (figure 1d). Dès lors, l'équilibre de l'about implique que seule la bielle aboutissant au niveau de l'armature de flexion de la poutre portée demeurerait comprimée, et la rupture se produisait par l'écrasement de cette bielle (figure 1f).

Ces essais avaient également confirmé la localisation de l'effort tranchant à une fraction de la section. Lorsqu'il y a un moment concomitant, l'effort tranchant est localisé dans la zone de béton comprimé de la section. La localisation est au niveau de l'armature tendue à l'about d'une poutre en l'absence de moment concomitant. A un appui mutuel, les zones résistantes dans les poutres ne sont pas nécessairement confondues au même niveau de leur volume commun. Dans le cas défavorable où elles demeurent distinctes ou tendent à s'écarter, l'équilibre du noeud ne peut être assuré que s'il existe des organes nécessaires pour transmettre d'une zone à l'autre la réaction mutuelle d'appui. C'est le rôle des aciers dits "suspentes", qui sont



Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41552011_0020

disposés dans le volume commun [3] en complément des armatures d'effort tranchant, qui doivent être maintenues en quantité suffisante près du croisement dans chaque poutre.

1,2 - Réduction de la couture d'effort tranchant dans les poutres en béton armé.

Les modes réglementaires de détermination de l'armature d'effort tranchant des poutres, reposent souvent sur l'hypothèse de la formation d'un treillis de RITTER-MORSCH, bielles de béton comprimées inclinées à 45°, aciers de couture tendus. Le modèle de RITTER-MORSCH dans l'âme d'une poutre, peut être calculé par la considération d'une action tangente agissant sur les plans parallèles à l'axe longitudinal et normaux au plan moyen. Les armatures sont déterminées en considérant qu'elles équilibrent les efforts de traction perpendiculaires au plan sur lequel s'exerce l'action tangente [3 et 4]. La quantité d'armature de couture disposée normalement à la fibre moyenne de la poutre est, en pourcentage géométrique :

$$\omega_{t_0} = \frac{\tau_b}{\sigma_{at}} = \frac{A_t}{b_0 t}$$

où T désigne l'effort tranchant ;

τ_b la contrainte de cisaillement du béton ($\tau_b = \frac{T}{b_0 z}$);

b_0 la largeur de la nervure ;

σ_{at} la contrainte de traction de l'armature de couture de l'âme ;

z le bras de levier du couple élastique ;

t l'écartement de deux nappes consécutives de couture d'âme ;

et A_t l'aire de la section droite de l'armature de couture d'âme.

Il est bien connu que la sécurité par rapport à la rupture par effort tranchant des poutres ainsi armées à l'effort tranchant est, la plupart du temps, très supérieure à la sécurité par rapport à la rupture en flexion, comme l'ont prouvé de nombreux essais. De nombreux chercheurs s'efforcent de trouver, au cours de ces dernières années, un mode de dimensionnement de l'armature d'effort tranchant, qui ne conduit pas à une augmentation inutile de la sécurité. Cependant, le modèle de RITTER-MORSCH est très proche du mécanisme réel de résistance, lorsque la sollicitation de l'âme augmente. Pour tenir compte du supplément de résistance du calcul, une correction empirique peut être faite de la manière suivante [5]. La couture

réduite correspond à un pourcentage égal à $\eta \phi_{t_0}$, avec $0 < \eta \leq 1$. Le coefficient de minoration η est encore appelé le degré de réduction de couture d'effort tranchant.

1.3 - Les buts de la recherche.

L'objet de la recherche est double, dans l'ordre d'exécution des essais il s'agit :

- de vérifier la validité de la réduction de l'armature d'âme par rapport à la couture d'effort tranchant complète, pour des poutres sur appuis indirects (poutres portées) ; et de déterminer le degré de couture d'effort tranchant nécessaire au bon comportement de telles poutres dans le cas d'une éventuelle réduction ;
- de poursuivre l'étude sur la résistance de ces poutres, en particulier sur le mode de rupture par écrasement de l'âme au voisinage du croisement, observé dans les essais de ROBINSON. Le fait que LEONHARDT et WALTHER n'ont pas observé de réduction de la résistance du béton de l'âme lors des essais des poutres sur appuis indirects, peut s'expliquer par les conditions d'appui qui y sont plus favorables. Les poutres s'appuyaient soit sur de solides diaphragmes [5], soit sur des poutres porteuses rectangulaires épaisses [6].

Dans ce cadre, et sous la direction de M. Le Professeur J.R. ROBINSON, il a été soumis à l'essai quinze croisées de poutres (Tableau 4). Nous n'avons cherché à expérimenter que l'assemblage en T de poutres qui, parmi les cas courants, paraît théoriquement le plus dangereux (figure 1a).

3 - DESCRIPTION DES CORPS D'EPREUVE.

Nous ne considérons que des poutres dont les armatures d'effort tranchant sont normales à leur axe, et dans lesquelles les armatures principales ne sont pas relevées. Armatures d'âme obliques et armatures relevées tendent en effet aujourd'hui à être abandonnées pour des raisons économiques.

Chaque corps d'épreuve se compose de deux poutres assemblées de façon à former un T.

3.1 - Armatures des corps d'épreuve.

3.11 - Série A.

Considérons l'assemblage d'une poutre porteuse et d'une poutre portée qui

ne traverse pas la première. La poutre portée n'y peut être soumise à un moment d'encastrement notable, parce que la résistance à la torsion d'une poutre (poutre porteuse) non tubulaire est relativement faible. Par simplification, les poutres portées sont considérées comme poutres sur appuis simples en négligeant le moment d'encastrement.

Dans la série A, les douze croisées de poutres sont réparties en 3 groupes selon les armatures de flexion dans la zone de moment maximal. Les armatures principales sont pour les groupes type I, type II, et type III, respectivement deux, quatre, et six barres IT 25.

Dans chacun des groupes, le pourcentage de l'armature d'âme des poutres portées et donc η varient. Les pourcentages réalisés sont toujours inférieurs à ceux d'une couture complète. En désignant par T_M ($T_M = \frac{P_M}{2}$), "l'effort tranchant nominal" qui correspond à la résistance de rupture de la poutre par insuffisance des aciers de flexion, la couture est dite complète ou totale lorsque l'armature d'effort tranchant est calculée avec T_M suivant le modèle de RITTER-MORSCH. Le rapport $\frac{\omega_{t0}}{\omega_{tm}}$ donne le degré de couverture η des poutres vis-à-vis de l'effort tranchant (Tableau 4).

Les aciers de suspension sont placés dans le volume commun des poutres comme des cadres de couture d'âme de la poutre porteuse. La quantité de ces suspentes proprement dites est déterminée pour n'équilibrer que les 80 % de la réaction mutuelle ($0,8 T_M = 0,4 P_M$). Le soin d'équilibrer le restant (20 %), est dévolu à des cadres voisins du croisement dans les deux poutres.

3.12 - Série B.

Le ferrailage des corps d'épreuve de cette série a été choisi au vu des résultats des essais de la série précédente.

Pour les poutres portées, l'armature principale est analogue à celle des poutres portées du groupe type III de la série A. La quantité de l'armature d'âme est dans tous les cas, voisine des 75 % de la couture totale ; et les suspentes proprement dites, sont calculées pour toute la réaction mutuelle.

3.13 - Les armatures principales des poutres porteuses sont établies de façon que la résistance à la flexion des poutres porteuses soit légèrement supérieure à $\frac{11}{2}$. L'armature transversale, disposée normalement à la fibre moyenne de la poutre, est déterminée pour une couture complète.

Les armatures des corps d'épreuve sont récapitulées au tableau 1, et celles du Té C08 sont représentées sur la figure 2.

3,2 - Formes des corps d'épreuve.

A partir des armatures proposées en 3,1, les poutres de chaque croisée sont déterminées de manière que le type de chargement choisi leur soit critique du point de vue de l'effort tranchant. Les recherches antérieures ont montré que le plus grand danger de rupture par effort tranchant, se rencontre dans les cas de fortes sections d'armature de flexion, et de charges concentrées, pour des valeurs du rapport $\frac{a}{h}$ comprises entre 2,1 et 3 [11].

La section transversale des poutres portées est choisie de manière qu'en cas de rupture par flexion, elle soit provoquée par l'insuffisance des aciers de traction. La section adoptée est une section en Té.

Dans la série A, toutes les poutres porteuses ont une section transversale en Té. Leur hauteur totale 72,5 cm, dépasse légèrement celle des poutres portées (70 cm) pour des raisons constructives.

En général, les dimensions des corps d'épreuve de cette série A sont identiques.

Les poutres composant les croisées de la série B, sont plus petites. Les poutres porteuses diffèrent d'un Té à l'autre par l'épaisseur de leur nervure, qui constitue le paramètre principal de la série (Tableau 2).

3,3 - Fabrication des corps d'épreuve.

- Matériaux utilisés.

3,31 - Le béton.

La composition du béton est, par m³ de béton :

- Ciment Portland artificiel au laitier 325	$\left\{ \begin{array}{l} 300 \text{ kg série A} \\ 325 \text{ kg série B} \end{array} \right.$
- Gravillons de Seine 6,3/16 mm	1 100 kg
- Sable de Seine 0/5 mm	690 kg
- Eau, environ	195 litres.

La quantité d'eau ajoutée, a été réglée pour maintenir constante la consistance du béton frais contrôlée par l'essai au cône d'Abrams (de l'ordre de 3 cm).

Il a été prélevé, à chaque bétonnage, 3 éprouvettes cylindriques ($\varnothing$ 16 cm et $h = 32$ cm) pour la mesure de la résistance à la compression du béton σ_j . Ces éprouvettes ont été conservées dans les mêmes conditions thermohygrométriques que le corps d'épreuve. Au jour de l'essai, les éprouvettes sont soumises à l'essai de compression.

3,32 - Acier.

Les armatures de flexion, d'effort tranchant et de suspension, sont façonnées avec des barres à haute adhérence Tentor. Sur chaque barre utilisée pour le ferrailage, une éprouvette est prélevée pour la mesure de ses caractéristiques mécaniques par l'essai de traction :

- la limite d'élasticité σ_e (kg/cm²) conventionnelle à 2°/° d'allongement rémanent ;
- l'allongement relatif ϵ_e correspondant à la limite élastique σ_e ;
- la limite de rupture (ou résistance à la traction) σ_{ar} (kg /cm²).

4 - DISPOSITIF D'ESSAI (FIGURE 4).

Le corps d'épreuve est appuyé à ses trois extrémités libres, au cours de l'essai.

La poutre portée prend appui, à son about libre, sur un rouleau muni d'un guidage cinématique.

Sous chacune des extrémités de la poutre porteuse, nous avons placé (à l'exception de l'essai du CO1 où seules ont été disposées des plaques de néoprène fretté) un système d'appui laissant libres tous les mouvements à ces abouts :

- une articulation sphérique comprenant une bille ($\varnothing$ 20 mm) en acier dur entre deux plaques en acier doux ;
- cette articulation est disposée entre des plaques de néoprène fretté.

Seule la poutre portée est chargée. L'effort P , appliqué à la mi-portée de la poutre, est développé par un vérin hydraulique Amsler (capacité maximale 100 tonnes en statique) connecté à un dynamomètre à pendule Amsler.

5 - EXECUTION DES ESSAIS.

5.1 - Etapas de chargement.

Le chargement, jusqu'à la rupture, du corps d'épreuve s'effectue par paliers de valeurs de P croissantes.

5.2 - Mesures effectuées sur les croisées de poutres.

- Mesures des ouvertures des fissures.
- Mesures des déformations du béton.

Avant l'essai, nous avons collé sur le béton des jauges et des plots (pastilles en acier munies d'une bille sertie). Ces derniers constituent les extrémités des bases de mesures pour les déformètres.

- Mesures des déformations des aciers.

Après la fabrication et le montage des cours d'armatures, des plots pour déformètre ont été soudés, espacés de 100 mm, sur les aciers.

- Appareils de mesure utilisés.

Les déformations étaient mesurées, soit au moyen des extensomètres mécaniques (Tensotast Huggenberger) avec des plots collés ou soudés, soit par un pont Baldwin pour les jauges à résistance.

Les ouvertures des fissures étaient mesurées à l'aide d'un micromètre optique, avec une précision de l'ordre de $\frac{5}{100}$ de mm.

Remarque : Lors des essais des croisées CO2 et CO3, il a été placé sous la poutre portée à l'appui direct, des dynamomètres Schmidt ZD 25, permettant ainsi de connaître l'intensité de la réaction. On a vérifié que l'effort mesuré était bien égal à la moitié de la charge $\frac{P}{2}$. Ce qui a confirmé le bon comportement des systèmes d'appui du dispositif d'essai.

6 - RESULTATS DES ESSAIS.

6.1 - Configuration des fissures et caractères des ruptures (Tableau 5).

La configuration des fissures des croisées expérimentées, présente des traits communs pendant les premières phases de l'essai. Les premières fissures sont observées sur la poutre portée, normales à l'axe dans la partie tendue de la poutre

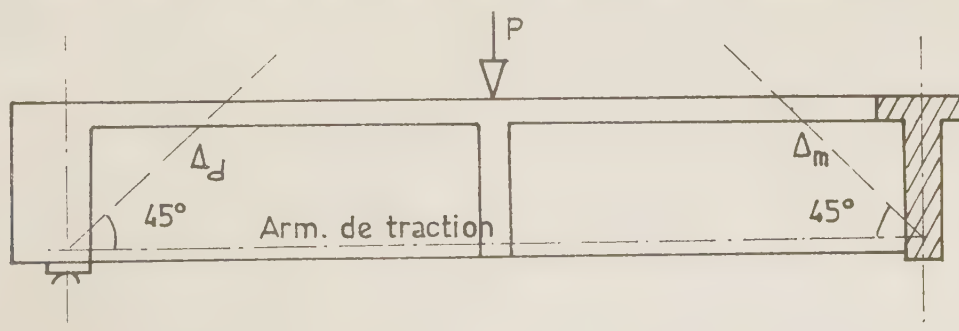
(partie inférieure). Elles se produisent, en général dès la première étape de chargement, d'abord dans la zone de la charge (zone de moment maximal) puis de plus en plus vers les appuis. Ensuite, viennent les fissures inclinées d'effort tranchant, pouvant se former soit à partir des fissures de flexion préexistantes, soit en apparaissant indépendamment dans l'âme ou au niveau de l'armature principale vers le milieu de la portée d'effort tranchant.

Pendant ce temps, il se produit une fissure verticale à partir de la zone tendue sur la face externe au milieu de la poutre porteuse. Cette première fissure atteint rapidement les $5/6$ de la hauteur de la nervure, alors que les nouvelles fissures de flexion, observées sur les deux faces latérales de part et d'autre du croisement, restent localisées au niveau de l'armature de traction. Cette fissure médiane n'a jamais présenté une ouverture excessive avant la rupture. Les fissures d'effort tranchant, qui sont apparues ensuite sur la poutre porteuse, sont formées en général à partir des fissures verticales.

Sous l'effet de l'accroissement de la charge, la fissuration se poursuit sur la poutre portée, par l'extension des fissures inclinées de plus en plus près des appuis, et par la propagation des fissures existantes vers le points d'application de la charge. La nervure de la poutre est ainsi découpée en des "bielles" inclinées.

La poutre porteuse présente des phénomènes analogues, mais qui apparaissent plus tard que sur la poutre portée.

A l'appui direct, la poutre portée est munie d'un montant d'appui. Sur la partie de l'âme située au-dessus de la ligne Δ_d - ligne inclinée à 45° et passant par le point d'intersection de la membrure tendue avec l'axe vertical de l'appui (cf. schéma ci-dessous) - on n'a pas observé de fissure inclinée sur aucun des corps d'épreuve de la série A. Quelques unes sont observées au-dessus de Δ_d sur les trois poutres portées de la série B - le montant d'appui est, comparé à l'épaisseur de l'âme, plus robuste dans la série B que pour les Tés de la série A.



Vers l'appui par croisement - appui indirect- cette partie haute de l'âme, (se trouvant au-dessus de la ligne Δ_m , définie de manière semblable que pour Δ_d) est plus ou moins fissurée à 45° selon le degré du cisaillement, à l'exception des Tés C011 et C012 pour lesquels la résistance à la flexion est trop faible. Pour les croisées de la série B, la fissuration de cette zone est plus abondante que celle observée auprès de l'appui direct. Ces fissures inclinées en se développant vers le haut, peuvent se propager sur le hourdis ou courir sous celui-ci. Toutefois, elles ne sont pas observées sur le dessus de la poutre avant la rupture.

Signalons que la fissuration à 45° du béton de la poutre portée au-dessus de Δ_m , se produit avant ou en même temps (cela dépend de l'intensité de l'accroissement de la charge entre les étapes de mesures) que le phénomène de fissuration suivant. La face externe de la poutre porteuse après sa charge de fissuration à l'effort tranchant, montre des fissures inclinées qui découpent dans la nervure, de part et d'autre du croisement, un bloc de béton en forme de V renversé partagé en son milieu par la fissure verticale décrite plus haut. Ce dernier présente dans certains cas, sous des charges plus élevées, une fissuration horizontale. On note que cette dernière, à la série B, est d'autant plus retardée que l'âme de la poutre porteuse est plus épaisse. Ces fissures, qui ne sont pas visibles sur la face interne, dessinent ainsi sur la poutre porteuse la configuration de la lettre A découpée verticalement en son milieu (figures 10 à 13). Malgré des fissures supplémentaires, ces apparences se sont conservées jusqu'à la rupture du corps d'épreuve.

	Série A												Série B		
	Type I		Type II				Type III						C015	C013	C014
	C011	C012	C03	C010	C06	C04	C01	C07	C08	C09	C02	C05	$b'_0 = 18$	$b'_0 = 26$	$b'_0 = 34$ cm
① fissurat. horizontale	non		oui				oui						oui		non
② charge (t)	-	-	51	51	51	60	60	60	60	52	60	44	60	84	-
③ $\Delta P(t)$ entre 2 étapes successives	-		6				8						8		

Toutes les ruptures des croisées de poutres sont dues à la défaillance des poutres portées (figures 5 à 9), qui sont par suite très endommagées. Les poutres porteuses ont en général après la rupture, un aspect sain ; les exceptions étant les cas où l'on a disposé les ancrages des armatures de flexion de la poutre portée horizontalement dans la nervure de la poutre porteuse. Les poutres porteuses de ces corps d'épreuve (C05, C06 et C07) ont, au croisement, leur partie inférieure détruite à la rupture.

6,2 - Ouvertures des fissures (figure 14).

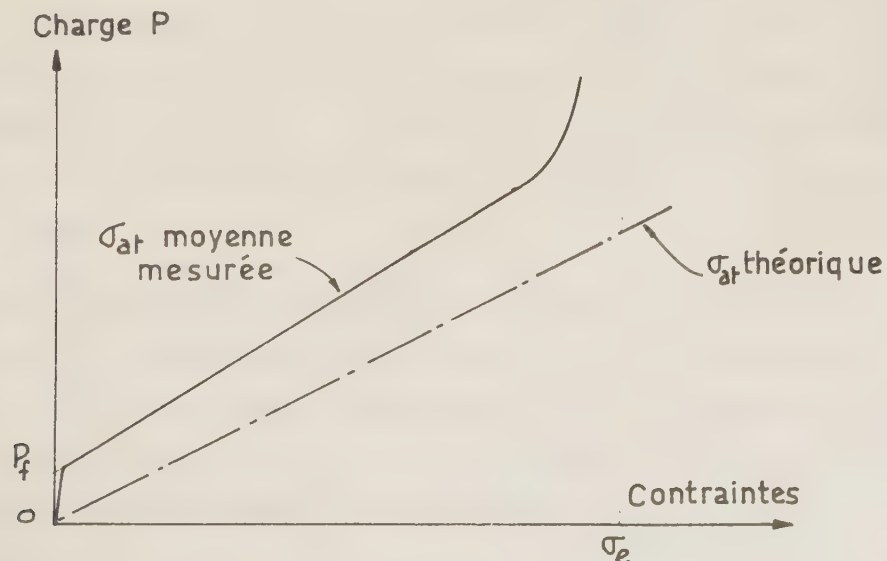
Dans un même groupe, à une étape considérée les ouvertures des fissures sont des fonctions décroissantes du degré η de couverture à l'effort tranchant des poutres.

6,3 - Déformations des aciers de l'armature d'âme de la poutre portée.

Les résultats des mesures ont montré que les étriers les plus sollicités sont situés à la moitié de la portée d'effort tranchant (figure 15). Des exemples de sollicitations des étriers en fonction de la charge sont représentés sur les figures 16 à 18. La droite $\sigma_{at} = \frac{Z_b}{\sigma_{t0}}$ représente la variation de la contrainte théorique définie selon la théorie classique du treillis.

De l'ensemble des mesures effectuées se dégagent des remarques générales.

a) La courbe représentative de l'évolution des contraintes moyennes des cadres - mesurées en dehors de la zone d'application de la charge - présente l'allure caractéristique qu'indique le schéma ci-dessous.



La contrainte moyenne de traction sur chaque cadre est d'abord très faible (voire nulle, on observe même souvent de légères compressions) - jusqu'à ce que la fissuration d'effort tranchant atteigne le plan du cadre. Ensuite elle croît de façon sensiblement linéaire, mais toujours moins vite que la contrainte théorique $\sigma_{at} = \frac{\tau_b}{\omega_b}$. Le diagramme s'incurve peu avant la limite élastique σ_e , et tend à être parallèle à l'axe de la charge P.

b) De façon générale, les armatures d'âme sont d'autant plus sollicitées, à un chargement donné, que le degré η de couverture au cisaillement est plus faible (figure 19). De ce fait, elles arrivent à leur limite d'élasticité conventionnelle σ_e plus tôt.

c) On note, qu'il existe dans une mesure considérable, une interdépendance entre la sollicitation de l'armature d'âme et la fissuration d'effort tranchant. Les déformations sont localisées, pour une grande partie, aux intersections du cadre avec les fissures inclinées. Il apparaît (figures 16 à 18) que la courbe représentative des variations de la contrainte locale des aciers de couture (la base de mesures du déformètre étant de 10 cm), peut différer de la courbe classique décrite plus haut. La contrainte mesurée peut croître, après la charge de fissuration, plus vite que la contrainte théorique $\frac{\tau_b}{\omega_b}$, mais sans jamais la dépasser. Ceci est obtenu sur les deux moitiés de poutres portées.

d) Au voisinage de l'appui direct de la poutre, l'armature d'âme est, dans le cas de la série A, très peu sollicitée pendant toute la durée de l'essai. Certaines parties hautes - situées au-dessus de Δ_d - des cadres avoisinants l'appui (cadres a, b et c) ne sont pas déformées même près de la rupture (figure 17). Comparativement, les cadres de l'armature d'âme se trouvant au voisinage de la jonction des poutres, ont de plus grands allongements, et en général sur toute la hauteur de l'âme (figure 18). Pour la série B, les différences de sollicitation sont moins marquées, la raison étant celle déjà donnée pour la fissuration de l'âme au-dessous de la ligne Δ_d .

6.4 - Déformations des aciers de suspension (figures 20 à 22).

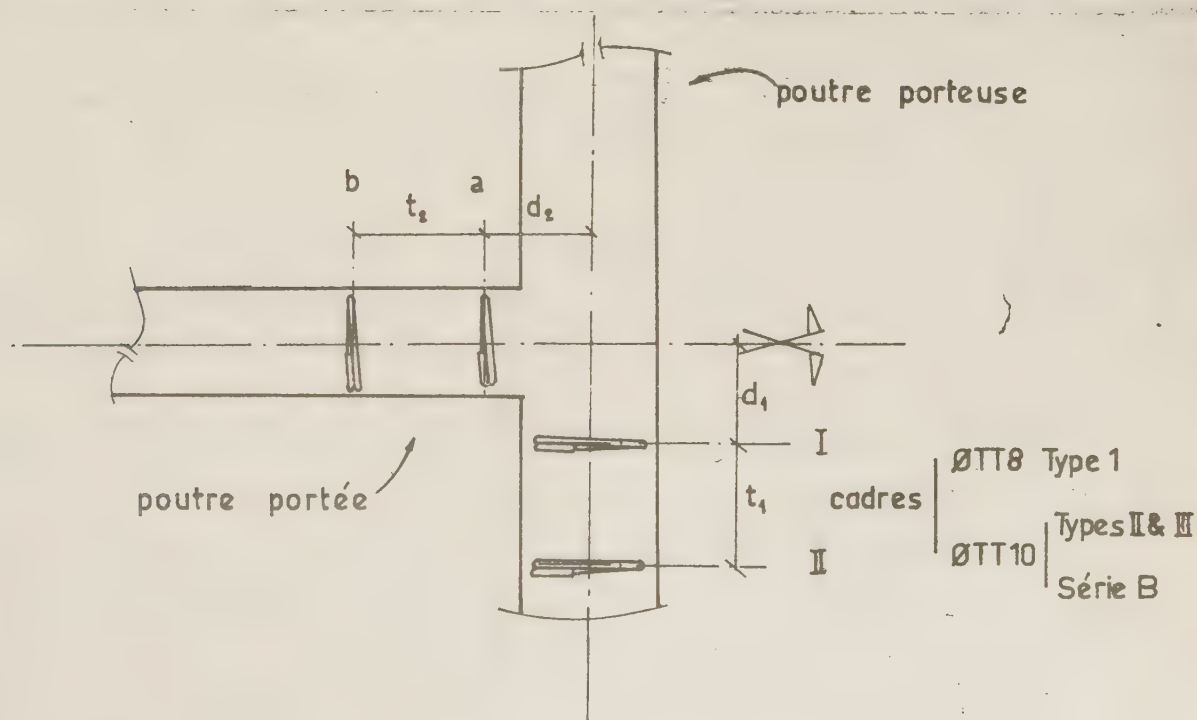
Au début du chargement, les suspentes ne sont sollicitées qu'après la charge de fissuration de la poutre porteuse sous flexion. Ensuite, l'effort moyen équilibré par ces aciers augmente, sous l'accroissement de la charge, de façon sensiblement linéaire avec la charge, mais moins vite que la réaction mutuelle $\frac{P}{2}$. Vers

les fortes charges, il tend à rejoindre la droite représentative de la réaction mutuelle (cas des croisées C07 et C08).

L'effort moyen de traction des suspentes reste donc inférieur, même près de la rupture, à la réaction mutuelle. Cependant, à l'essai du corps d'épreuve C08, nous avons noté que dans leurs parties inférieures les suspentes étaient déjà plastifiées à la dernière étape de mesures. Et après la rupture, il a été observé qu'une suspente centrale (TT 12) était rompue dans sa partie courbe. La rupture, du type fragile, pourrait être imputée au pliage et au dépliage dus au choc consécutif à la rupture du T6.

6.41 - Série A.

Le degré de couverture vis-à-vis de l'effort tranchant à la poutre portée, ne peut influencer qu'indirectement sur les sollicitations des aciers de suspension dans la mesure où les armatures transversales sont sollicitées comme tels. Sur la poutre porteuse seuls les cadres I peuvent détenir une influence non négligeable sur les suspentes, les cadres II étant relativement éloignés : $d_1 + t_1 \approx 45$ à 50 cm (cf. infra). Comme nous le verrons ultérieurement, sur la poutre portée le hourdis au voisinage immédiat de la poutre porteuse sera tendu sous de fortes charges. Il en résulte que seul le cadre "a" pourrait conserver un rôle notable.



Sur les croisées du groupe type II, le cadre I se trouve placé à $d_1 = 15\text{cm}$ de l'assemblage ; la figure 20 nous montre que l'influence du cadre a est nulle sous les charges considérées. Il semble donc que le rôle des cadres de la poutre porteuse prime, pour des distances au croisement peu différentes, celui des cadres transversaux de la poutre portée. On pourrait l'expliquer ainsi :

- d'une part, l'armature d'âme I reporte directement, au béton comprimé de la poutre porteuse, la fraction de la réaction mutuelle qu'elle équilibre ;
- et d'autre part, l'aire des aciers entrant en jeu est plus importante (4 TT 10 pour les cadres I contre 2 TT 8 pour le cadre a).

Pour le groupe type III (figure 21), les cadres I sont disposés à une distance $d_1 = 27\text{ cm}$, aussi on note une influence de d_2 , mais restant faible pour des charges inférieures à la charge de service (de l'ordre de 55 tonnes). Il nous faut rappeler que la croisée C05 est un cas particulier du fait de la disposition à l'appui mutuel des ancrages des aciers de traction. Sous des charges supérieures on observe que l'influence, sur les sollicitations des suspentes proprement dites, des cadres transversaux de la poutre portée devient nulle (en comparant, par exemple, les diagrammes des croisées C08 et C09).

En ce qui concerne le rôle des cadres I, se trouvant à $d_1 = 27\text{ cm}$, la sécurité par rapport à la rupture des suspentes du volume commun conseille de le négliger. Car à l'essai du Té C08, les mesures des déformations des aciers de suspension (section 4) ont indiqué que ceux-ci - calculés pour $A_s \sigma_e = 0,76 T_M$ - sont déjà très plastifiés avant la rupture de la croisée.

6,42 - Série B.

Les résultats concernant les sollicitations des suspentes, sont illustrés par la figure 22. Ils mettent en évidence l'influence, de l'épaisseur de l'âme de la poutre porteuse, pour une hauteur considérée.

6,5 - Déformations du hourdis des poutres portées au voisinage de ses appuis.

Les résultats de ces mesures sont traduits sur les figures 23 à 24, qui schématisent les parties supérieures voisines des appuis des poutres portées des croisées C014 et C015 de la série B.

Ainsi présentées, il est possible de déterminer approximativement les zones soumises à des tractions longitudinales. A l'about sur appui direct, la partie du béton tendu localisée à la face supérieure, est limitée inférieurement, dans tous les cas, par une surface présentant une inclinaison de même sens que la ligne Δ_d (définie en 6,1). Au fur et à mesure que le chargement augmente, la zone tendue s'étend surtout horizontalement de plus en plus vers le point de chargement, et très peu en profondeur ; ainsi le hourdis reste comprimé dans la partie inférieure même près de la rupture de la poutre.

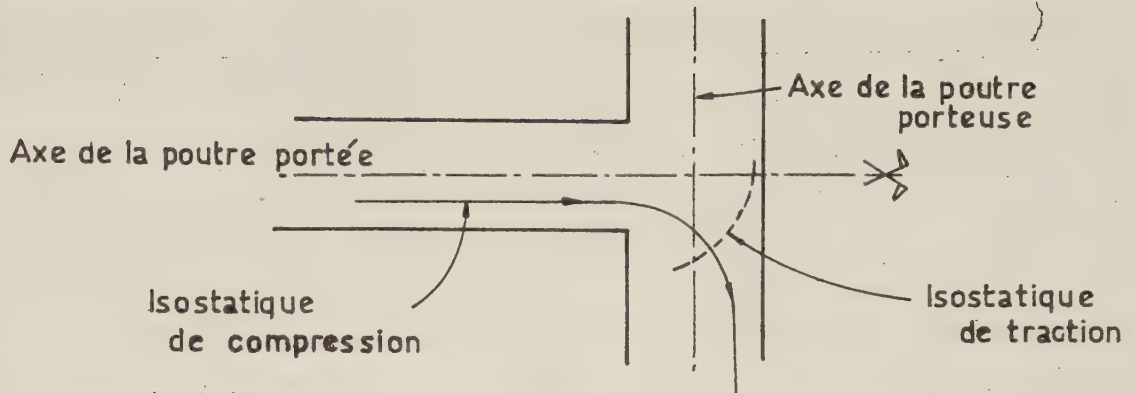
A l'appui par croisement, le béton tendu est délimité différemment suivant la largeur de l'âme de la poutre porteuse. Une épaisseur d'âme forte à la hauteur de la poutre (croisée C014) conduit à des remarques semblables à celles décrites plus haut (figure 23). On note cependant que le hourdis présente des tractions normales sur toute sa hauteur, au voisinage immédiat de la poutre porteuse. Avec une âme mince, la zone de béton en traction de la poutre portée est localisée, sous de fortes charges, sous une surface dont l'inclinaison est opposée à celle que l'on avait obtenue avec un appui direct (figures 24).

Il résulte qu'à un appui mutuel, la quantité de la réaction mutuelle transmise par la partie supérieure, ne peut être que très faible, voire nulle lorsque l'âme de la poutre porteuse est relativement mince par rapport à sa hauteur.

7 - INTERPRETATION DES RESULTATS DES ESSAIS.

7,1 - Analyse du mécanisme de résistance d'un appui mutuel en T_e de poutres.

En premier lieu, avant que la poutre porteuse ne présente de fissuration, le croisement des poutres se comporte comme une structure homogène. La transmission de la réaction mutuelle s'effectue par l'introduction de contraintes tangentes sur toute la section d'encastrement de la poutre portée dans la poutre porteuse. Les contraintes de cisaillement maximales se situent vers la mi-hauteur des poutres [1]. Les isostatiques de compression, plus groupées dans la partie centrale de la hauteur, présentent des courbures pour passer dans la poutre porteuse. Il s'ensuit que les isostatiques de traction qui leur sont perpendiculaires (schéma ci-après), affleurent la face externe de la poutre porteuse en son milieu.



Les contraintes de traction, ainsi développées, sont insuffisantes pour provoquer une fissuration, mais elles facilitent l'extension de la première fissure verticale - amorcée par les effets du moment fléchissant dans la poutre porteuse - décrite en 8.1. Le fait que cette fissure ne présente pas d'ouverture excessive, s'explique par la modification du mécanisme d'équilibre. Dans cette première phase, toute la poutre porteuse a servi de montant d'appui à la poutre portée.

Au fur et à mesure que la charge augmente, des fissures d'effort tranchant et de flexion combinée ont découpé dans la nervure de la poutre porteuse, un bloc restant lié à l'about de la poutre supportée, comme il a été décrit en 6.1. Les essais de la série A ($\frac{b'}{h} = 0,26$) ont montré que la nervure de la poutre porteuse a commencé à jouer le rôle de montant d'appui de la poutre portée. Car, l'âme de cette dernière à partir d'une certaine charge présentait des fissures inclinées dans sa partie haute près de l'assemblage. A ce stade d'équilibre, la transmission de la réaction mutuelle d'opère :

- en partie, par les isostatiques de compression qui aboutissent dans le volume commun au niveau de l'armature principale de la poutre portée, qui seule peut équilibrer les composantes horizontales ; les composantes verticales mettent en tension les aciers de suspension et l'armature d'âme proche du croisement ;

- et le complément, par des isostatiques qui pénètrent dans la zone comprimée de la poutre porteuse ; le rôle de répartiteur du montant d'appui permet de résister aux composantes horizontales de cette deuxième partie.

Les résultats des mesures ont montré effectivement, que les suspentes n'ont subi des allongements qu'après la fissuration de la poutre porteuse, et que l'effort qu'elles ont repris ensuite, est proportionnel, mais reste inférieur, à la réaction mutuelle (résultat explicité en 6.4).

Sous l'action des efforts horizontaux des bielles découpées dans la partie haute de l'âme de la poutre chargée, l'efficacité du rôle de répartiteur de l'âme de la poutre porteuse dépend de sa résistance à une flexion qui lui sera imposée par ces sollicitations. En interprétant l'apparition des fissures horizontales sur la face externe des poutres porteuses (figures 11 à 13), comme la rupture du montant répartiteur à la flexion - vis-à-vis de la grande raideur des bielles - les résultats des essais de la série B ont dégagé l'importance de l'éclatement de la section transversale de la poutre porteuse. Car, à partir du moment où le montant a été rompu, seules ont pu intervenir dans l'équilibre à l'about de la poutre portée, les bielles à 45° qui aboutissaient à la partie basse de l'âme au niveau de l'armature principale. La réaction mutuelle est donc transmise par ces bielles comprimées, qui peuvent ainsi se rompre par écrasement (C07, C08 et C015).

Pour de telles croisées, dans les phases finales, les suspentes ainsi que les aciers des armatures d'âme de part et d'autre de l'assemblage, jouent un rôle primordial dans la résistance de ce dernier.

7.2 - Armatures de suspension.

Les mesures effectuées aux essais, indiquent que vers les charges de service (de l'ordre de $\frac{P_M}{1,5 \times 1,15} \approx \frac{P_M}{1,75}$), la contrainte de traction dans les suspentes reste bien inférieure à $\frac{P_M}{2}$ (figures 20 à 22).

Toutefois, il nous faut vérifier la sécurité offerte par la résistance de ces aciers, puisque (paragraphe 6.4) dans certains cas - η suffisant et $\frac{b'_0}{h}$ faible pour la poutre porteuse - l'effort moyen équilibré par ces suspentes peut croître plus rapidement que la réaction mutuelle au-dessus d'une certaine charge. Ce seuil correspond, d'après l'étude précédente, à l'épuisement de la résistance sous flexion du montant d'appui offert par l'âme de la poutre porteuse. le tableau ci-après résume quelques résultats obtenus dans les essais où $\frac{b'_0}{h}$ est faible.

	$P_M (t)$	$\frac{2A_s \sigma_e}{P_M}$	$\begin{matrix} (1) \\ P (t) \end{matrix}$	$\begin{matrix} (2) \\ \frac{2A_s \sigma_{am}}{P} \end{matrix}$	$\begin{matrix} (3) \\ \frac{2A_s \sigma_{amax}}{P} \end{matrix}$
CO7	95,6	0,80	88,0	0,56	0,66
CO8	99,1	0,75	92,0	0,72	0,87
CO15	96,4	1,00	92,0	0,47	0,50

Les mesures sont effectuées à la dernière étape de chargement avant la rupture(1) ; les colonnes 2 et 3 présentent respectivement, les valeurs des rapports des efforts moyen et maximal des suspentes divisés par $\frac{P}{2}$. Il apparaît qu'une armature de suspension proprement dite n'équilibrant que 80 % de la réaction mutuelle, peut s'avérer insuffisante, comme l'a révélé l'essai du CO8. Mais dimensionner pour la totalité de la réaction paraît être surabondant (essai du CO15). Or les mesures des déformations des cadres des armatures d'âme voisins du croisement ont montré leur rôle en tant que suspentes. On pourra donc en tenir compte dans l'évaluation de l'armature de suspension, car pour la croisée CO15 nous trouvons de tels aciers très proches de l'assemblage alors que ce n'est pas le cas dans la poutre porteuse du corps d'épreuve CO8. Les résultats des essais, comme nous l'avons vu au paragraphe 8.41, ont montré que pour $d_1 = 15$ cm ou de l'ordre de $0,25 Z$ ($Z = \frac{7}{8} h$), l'influence est effective, et elle n'est plus à considérer si $d_1 = 27$ cm $\approx 0,45 Z$. On pourra donc raisonnablement limiter à la valeur de $0,45 Z$ les distances, au volume commun, des cadres de l'armature d'effort tranchant ayant le rôle de suspentes.

A ces aciers, on doit ajouter des suspentes, disposées dans le volume commun, telles que l'ensemble équilibre la totalité de la réaction mutuelle à la rupture.

7,3 - Mécanisme de rupture des croisées de poutres CO (Tableau 5).

7,31 - Série A.

Le rapport $\frac{P_u}{P_M}$ de la charge de rupture observée sur P_M la charge nominale ($\frac{P_u}{P_M}$) décroît, lorsque l'armature d'âme des poutres portées devient insuffisante -
 1) faible - pour prévenir des ruptures d'effort tranchant.

Il s'agit dans cette étude, de discerner la part de la diminution de la résistance qui incomberait à l'appui indirect dans le cas où les conditions d'appui sont défavorables (cf. infra série B).

En augmentant au fur et à mesure le paramètre η , à partir des valeurs nettement insuffisantes, les poutres portées présentent des ruptures d'effort tranchant, en premier lieu par fendage diagonal (les croisées C05 et C06), puis par cisaillement-compression (les croisées C02, C09 et C010). Ces deux modes de rupture sont consécutifs à la fissuration inclinée [3]. On peut vérifier ces modes de rupture des croisées par les mesures de déformations des aciers de flexion au droit de la charge.

Ces mesures ont révélé que les poutres portées des corps d'épreuve C03, C011 et C012 sont déjà très sollicitées à la flexion à la dernière étape de mesures. Et effectivement, il a été observé pour ces croisées des ruptures par plastification des aciers principaux des poutres portées (figures 5 et 6). Les fissures de flexion après rupture sont restées très ouvertes dans la zone de moment maximal. La résistance de ces poutres portées n'est évidemment pas soumise à l'influence de l'appui indirect. A ces trois essais, on peut ajouter celui du C01, dont la résistance de la membrure comprimée s'est avérée - à la suite des dispersions de σ_j - inférieure à celle de la membrure tendue. Cependant, la résistance par épuisement des aciers ne saurait être très supérieure car $\frac{P_u}{P_M} = 1$. Bien que la couture des poutres portées dans ces essais soit incomplète, elle est suffisante pour écarter les ruptures brutales par cisaillement et par fendage diagonal. La réduction de la couture, par rapport à celle définie par la théorie du treillis classique, est donc admissible pour des poutres appuyées indirectement, du moins sous des sollicitations de cisaillement pas trop élevées (cf. infra). En comparant les degrés de couverture nécessaires vis-à-vis de l'effort tranchant, η_s est fonction croissante de la résistance à la flexion de la poutre ou du taux de cisaillement nominal : $\tau_{0M} = \frac{T_M}{b_0 h}$.

	Type I	Type II	Type III
τ_{om}	21 kgf/cm ²	39 kgf/cm ²	54 kgf/cm ²
η_s	$\eta_s < 0,369$	$0,476 < \eta_s < 0,60$	$0,502 < \eta_s$

Lorsque τ_{om} est élevé (groupe type III de la série A), les conditions d'appui d'une poutre peuvent intervenir sur sa résistance. Les croisées C07 et C08 en témoignent par la forme de leur rupture. De telles ruptures ont été observées et expliquées par M.J. R. ROBINSON [2]. Ce mécanisme de rupture par écrasement des bielles comprimées près de l'assemblage pour des poutres appuyées par l'intermédiaire d'une autre sans la traverser, est vérifié par des mesures de ces essais, hourdis supérieur tendu au voisinage de l'assemblage, intensité de l'effort de suspension (essai du C08). Le fait que la rupture soit survenue de cette façon, indique que la résistance à la flexion n'est pas épuisée. Cependant, les diminutions de résistance apparues pour ces corps d'épreuve (C07, C08 et même C015) sont faibles (tableau 5).

Le rôle en tant que suspentes de l'armature d'âme de la poutre portée étant limité, aussi toute réduction de celle-ci dans la poutre portée ne saurait influencer que faiblement le mécanisme de rupture par les bielles de béton. Cependant en quantité juste, les aciers transversaux subissent des allongements importants (les cadres près de l'appui mutuel étant déjà parmi les plus tendus). Les bielles à 45° pourraient être alors soumises à des flexions secondaires, qui s'ajoutent à des tractions transversales causées par l'adhérence avec les armatures d'âme. Il paraît raisonnable que la couture complète y soit conservée, d'autant plus que la réduction ne saurait être notable car les contraintes de cisaillement sont élevées (cf. supra). Cependant, l'explication même de la rupture indique que la résistance ultime est surtout influencée par les conditions d'appui, l'âme de la poutre porteuse formant montant d'appui ayant un rôle de répartiteur plus ou moins efficace.

7,32 - Série B.

Nous avons entrepris cette deuxième série d'essais dans le but de mettre en évidence l'influence de la poutre porteuse. Pour cela, nous avons choisi des croisées dont :

- la poutre portée a un cisaillement nominal élevé et une armature d'âme aussi forte que possible ;
- la poutre porteuse diffère d'une croisée à l'autre par l'épaisseur de l'âme ;
- l'armature de suspension est calculée pour la totalité de la réaction mutuelle, et placée dans le volume commun.

La rupture de la croisée CO14 survient par cisaillement-compression de la demi-poutre portée sur appui indirect en dépit d'un degré de couture $\eta = 0,71$. Toutefois, la diminution de la résistance par rapport à la charge nominale serait minime, comme le montre le rapport $\frac{P_u}{P_M} = 1,023$. En outre, les mesures des déformations des aciers de flexion indiquent qu'ils étaient près de leur plastification. Même à la rupture, l'âme de la poutre porteuse de section rectangulaire ($\frac{b'_a}{h} = 0,575$), ne présentait aucune fissure horizontale sur la face externe (figure 10).

Une rupture fragile d'un cadre des aciers de couture situé sur la demi-poutre portée appuyée sur un poteau, provoque la destruction du Té CO13 (figure 9). L'aspect final est semblable à celui d'une rupture par cisaillement-compression. Peu avant la rupture, des fissures horizontales se sont ouvertes sur la face externe du bloc central découpé dans la nervure de la poutre porteuse ($\frac{b'_a}{h} = 0,44$), pour $P \approx 84$ t (figure 11).

Et dans le cas d'une poutre porteuse ayant une âme mince ($\frac{b'_a}{h} = 0,305$), nous avons retrouvé la forme de rupture de la poutre portée par écrasement des bielles comprimées près de l'assemblage (figure 9). A cet essai, les fissures horizontales ont commencé à s'ouvrir sous des charges plus faibles que dans le cas précédent : $P \approx 60$ t (figure 12).

Ces essais ont mis en évidence le rôle de la poutre porteuse, sur la résistance du béton de l'âme des poutres portées, par les conditions d'appui qu'elle peut offrir à ces dernières. L'influence de la poutre porteuse est d'autant plus sensible que l'élancement de la section transversale $\frac{h'}{b'_o}$ est plus élevée.

7.4 - Interprétation des ruptures des croisées de la série A.

Dans la série A, les croisées de poutres conservent sensiblement les mêmes dimensions. Considérons un système d'axes de coordonnées, sur lequel on porte η en ordonnée, et la quantité $\frac{\sqrt[3]{\sigma'_j \cdot \omega_o \cdot h/a}}{\tau_{ou}}$ en abscisse. Cette dernière grandeur est inspirée des travaux de M. T. ZSUTTY, qui a établi statiquement que la résistance à l'effort tranchant des poutres rectangulaires dont $\frac{a}{h} > 2,5$ et ne comportant pas d'armature d'âme peut être évaluée par des équations de la forme : $\frac{T_u}{bh} = k (\sigma'_j \cdot \omega_o \cdot \frac{h}{a})^{1/3}$ pour les ruptures par cisaillement-compression et par fendage diagonal [10] (σ'_j est exprimé en kg/cm²).

Représentons dans ce système d'axe les points $(\eta, \frac{(\sigma'_j \cdot \omega_o \cdot \frac{h}{a})^{1/3}}{\tau_{ou}})$ caractérisant les ruptures des poutres portées (figure 25).

L'examen de ce diagramme conduit à des remarques suivantes :

- les points représentatifs des ruptures par flexion (CO1, CO11 et CO12) sont situés au-dessus d'une courbe (L) à peu près rectiligne, dont la détermination graphique conduit à l'équation suivante : $\eta = -16 \frac{(\sigma'_j \cdot \omega_o \cdot \frac{h}{a})^{1/3}}{\tau_{ou}} + 0,9$.
- Tous les points figurant les ruptures par cisaillement-compression et par fendage diagonal, sont placés peu en-dessous de la ligne (L).
- Selon les résultats de ces essais, analysés en 7.31, il semble qu'on obtiendrait la même frontière (L) avec des poutres portées identiques mais posées sur appuis directs.
- La résistance du béton de l'âme des poutres, limitant naturellement la partie gauche du diagramme par une droite (Δ) parallèle à l'axe des ordonnées, comme l'indiquent les images du CO7 et du CO8. En réalité, il existe certainement une zone de transition entre la droite (Δ) et la ligne (L).
- Les essais de la série B suggèrent l'idée selon laquelle la position de (Δ) est fonction des conditions d'appui mutuel en T_é de poutres. L'abscisse de (Δ) serait d'autant plus grande que celles-ci seraient plus défavorables - épaisseur d'âme de la poutre porteuse relativement mince vis-à-vis de sa hauteur.

Et (Δ) se déplacerait vers la gauche si les conditions d'appui devenaient favorables jusqu'à une limite, qui serait la résistance des bielles de compression des poutres appuyées directement.

En résumé, le plan du diagramme est partagé en diverses zones représentant les divers modes de rupture de poutre, comme le montre la figure 25.

Nous devons signaler que la droite (L) définie par l'équation :

$$\eta = - \frac{16(\sigma'_j \cdot \alpha \cdot h)^{1/3}}{\zeta_{ov}} + 0,9$$
n'est valable que pour nos corps d'épreuve. La frontière (L) est certainement fonction des dimensions des poutres. Nous avons bien tenté de chercher une variable de l'abscisse qui inclurait ces paramètres, mais l'étude n'a pas pu aboutir à cause de la complexité du problème.

7,5 - Comparons les résultats de la recherche avec les formules de réduction.

Les résultats des calculs sont résumés au tableau 6. Nous avons fait les simplifications suivantes au cours des calculs : coefficient de sécurité $1,5 \times 1,15 \approx 1,75$;

$$- h \approx 1,15 Z$$

$$- \text{et } \sigma'_j \approx 0,85 \sigma'_w.$$

Certaines remarques découlent de cette comparaison.

a) Les degrés η de couverture à l'effort tranchant proposés [4 et 5] semblent être satisfaisants puisque toutes les ruptures causées par cisaillement-compression ou par fendage diagonal - et même certaines ruptures par flexion - sont observées sur les croisées dont η est inférieur à des valeurs proposées.

b) En revanche, les poutres portées des Tés CO7, CO8 et CO15, tout en satisfaisant à des conditions de limitation de ζ_{om} ont péri par écrasement du béton de l'âme. Dans certains cas d'appuis mutuels en Té les conditions concernant les sollicitations de l'âme apparaissent trop optimistes.

8 - CONCLUSIONS.

Les essais, décrits ci-dessus, ont conduit aux résultats suivants :

La résistance à l'effort tranchant offerte par un about de poutre sur appui simple, ne dépend pas seulement de la constitution de cette dernière (section de l'âme, section et écartement des étriers, section et ancrage de l'armature principale) mais aussi, dans une très large mesure, des conditions d'appui de cette poutre et en particulier de la résistance de son montant d'appui. L'efficacité du montant d'appui à l'about d'une poutre portée, dans le cas d'appui mutuel en Té

de poutres de même hauteur et à un même niveau, est fonction de la section transversale de la poutre porteuse.

Lorsque cette dernière présente une âme suffisamment épaisse vis-à-vis de sa hauteur (selon ces essais : $\frac{b_o'}{h'} > 0,44$), aucune influence notable de la disposition d'appui par croisement n'a été observée, et cette recherche a montré que, pour des poutres sur appui mutuel en T $\bar{e}$, la réduction de l'armature d'effort tranchant - par rapport à la couture complète - est justifiée. En outre, il n'a pas paru que la réduction soit différente de celle des poutres sur appuis directs puisque ces essais ont vérifié la validité de la formule de la couture réduite des Recommandations du C.E.B.

En revanche, si $\frac{b_o'}{h'}$ est faible (inférieur à 0,30), les essais ont montré combien les conditions d'appui ont influé sur la sécurité offerte par la résistance du béton de l'âme. Car après la "rupture" du montant d'appui à l'about de la poutre portée, les efforts dans celle-ci sont transmis à la poutre porteuse par les bielles de compression qui aboutissent au niveau de l'armature de flexion (la résistance du béton dans ces bielles peut être ainsi atteinte). L'élément essentiel est, dès lors, l'armature de suspension. Elle permet de transmettre la réaction mutuelle entre les deux zones résistantes séparées au croisement des poutres. La quantité de suspentes à disposer, doit être suffisante pour équilibrer la totalité de la réaction. Toutefois, il n'est pas nécessaire qu'une telle quantité soit placée dans le volume commun, ce qui entraîne en général des difficultés de ferrailage. Il résulte des essais qu'il suffirait de placer le complément de ce que pourraient amener certains cadres des armatures d'effort tranchant des poutres assemblées, sous réserve de vérifier que ces aciers peuvent jouer effectivement le rôle de suspentes et qu'ils doivent se trouver à des distances limitées à de l'ordre de 0,45 Z de l'axe du volume commun. Dans ce cas défavorable d'appui mutuel en T $\bar{e}$, l'examen précédent sur les rôles des aciers d'âme dans le mécanisme de résistance à la rupture par écrasement de l'âme, incite à se montrer prudent et à conserver la couture totale au voisinage de l'appui.

9 - REFERENCES.

- 1 - K. GAEDE "Zur Frage des Einflusses der Ausbildung der Auflager auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbalken" D.A.f. St 187.
- 2 - J. ROBINSON "L'appui mutuel des poutres qui se croisent". Supplément aux annales de l'ITBTP n° 108 décembre 1955.
- 3 - J. ROBINSON "Cours de béton armé à l'ENPC" Paris 1962.
- 4 - Principes et Recommendations "Effort tranchant".
Bulletin d'information du CEB n° 70 décembre 1968.
- 5 - F. LEONHARDT, R. WALTHER et W. DILGER. "Schubversuche an indirekt gelagerten einfeldrigen und durchlaufenden Stahlbetonbalken". D.A.f. St 201.
- 6 - F. LEONHARDT et R. WALTHER "Versuche an Plattenbalken mit hoher Schubbeanspruchung". D.A.f. St 1952.
- 7 - F. LEONHARDT, R. WALTHER et W. DILGER "Schubversuche an Durchlaufträgern" D.A.f. St 163.
- 8 - Règles BA 60 et C.C. B.A. 88. Paris.
- 9 - F. LEONHARDT et R. WALTHER "Compte rendu des essais d'effort tranchant effectués à l'Institut Otto Graf" Bulletin du CEB n° 27.
- 10 - T. ZSUTTY "Beams shear strength prediction by analysis of existing data".
ACI Journal. Novembre 1968.

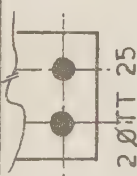
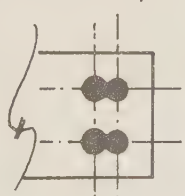
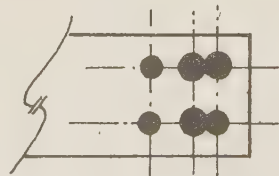
	Poutres portées				Poutres porteuses							
	Armatures de flexion	ω %	$\varnothing$	Armatures d'âme t cm	Armatures de flexion	ω %	Armatures t cm	Armatures d'âme $\omega_{\text{âme}}$ %	Suspentes			
Type 1 C011 C012	 2 $\varnothing$ TT 25	0,37	TT6	17,5	0,23	2 $\varnothing$ TT20	0,23	TT8	30	0,19	8 $\varnothing$ TT8	
				24,5								0,16
Type 2 C03 C010 C06 C04	 4 $\varnothing$ TT25	0,76	TT8	14	0,51	2 $\varnothing$ TT20 + 1 $\varnothing$ TT16	0,30	TT10	30	0,19	8 $\varnothing$ TT10	
				17,5	0,41							
				21	0,34							
Type 3 C01 C07 C08 C09	 6 $\varnothing$ TT 25	1,18	TT10	14	0,8	3 $\varnothing$ TT 25	0,535	TT10	22	0,255	4 $\varnothing$ TT12 + 4 $\varnothing$ TT10	
		0,94				2 $\varnothing$ TT 25 + 1 $\varnothing$ TT12	0,40					
		1,18	TT8	17,5	0,64	3 $\varnothing$ TT 25	0,535					
				14	0,51	2 $\varnothing$ TT25+ $\varnothing$ TT12	0,40					
				21	0,34							
Type B C015 C013 C014	6 $\varnothing$ TT 25	1,40	TT10	10,5	1,15	3 $\varnothing$ TT 25	0,63	TT10	20	0,44	12 $\varnothing$ TT10	
							0,74			0,30		0,23

TABLEAU 1 — ARMATURES DES CORPS D'EPREUVE CO.

	Poutre portée (h_t $A : 70 \text{ cm}$ $B : 60 \text{ cm}$)						Poutre porteuse (h_t $A : 72,5 \text{ cm}$ $B : 62,5 \text{ cm}$)					
	a (cm)	b (cm)	b_o (cm)	h (cm)	h_o (cm)	$\frac{a}{h}$	a' (cm)	b' (cm)	b_o (cm)	h' (cm)	h_o (cm)	$\frac{a'}{h'}$
Type I	CO 11			66,25		2,8						
	CO 12											
	CO 3									69		2,2
Type II	CO 10	40		65		2,9					10	
	CO 6											
	CO 4											
	CO 1			14		10	150	40	18			
Type III	CO 7	190										
	CO 8		50	62,6		3,0				68,75		2,3
	CO 9	187,5										
	CO 2		40									
	CO 5											
Série B	CO 15	142,5				2,7		40	18		10	
	CO 13	146,5	40	52,6	10	2,8	150		26	58,75		2,6
	CO 14	150,5				2,9		34	34		-	

Série A

TABLEAU 2 - CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES CORPS
D'EPREUVE CO.

		σ_e kg /cm ²	σ_j' kg /cm ²	Charge nominale P_M (t)	σ_{et} kg /cm ²	ω_{t_0} %	ω_{tM} %	η		
Série A	Type I	CO11	4300	335	34,20	5210	0,231	0,397	0,582	
		CO12	4760	320	37,20	5210	0,165	0,447	0,369	
	Type II	CO3	5360	230	72,20	5115	0,513	0,855	0,600	
		CO10	4760	300	67,60	5115	0,411	0,863	0,476	
		CO6	4830	320	68,60	5115	0,342	0,825	0,415	
		CO4	5300	260	72,20	5115	0,342	0,865	0,395	
	Type III	CO1	5225	260	93,40	5020	0,801	1,155	0,694	
		CO7	5190	300	95,60	5020	0,801	1,241	0,645	
		CO8	5230	340	99,10	5020	0,801	1,392	0,575	
		CO9	4990	240	95,10	5020	0,641	1,278	0,502	
		CO2	5080	260	91,40	5115	0,513	1,183	0,434	
		CO5	5120	280	92,10	5115	0,342	1,206	0,284	
	Série B		CO15	4910	390	96,40	5150	1,150	1,564	0,735
			CO13	5050	335	95,50	5230	1,150	1,526	0,754
		CO14	4930	370	90,50	4660	1,150	1,622	0,709	

TABLEAU 3 - DEGRE DE COUVERTURE A L'EFFORT TRANCHANT
DES POUTRES PORTEES DES CORPS D'EPEUVE CO.

Essai		Armatures de flexion de la poutre portée	Paramètres	Suspentes	
Série A	Type I	CO 11	2 TT 25	$A_s \sigma_e \simeq 0,4 P_M$	
		CO 12	$P_M \simeq 35,7 \text{ tm}$		
	Type II	CO 3	4 TT 25 $P_M \simeq 70,2 \text{ tm}$		$\eta = 0,58$
		CO 10			$\eta = 0,37$
		CO 6			$\eta = 0,60$
		CO 4			$\eta = 0,48$
	Type III	CO 1	6 TT 25 $P_M \simeq 94,5 \text{ tm}$		$\eta = 0,42$
		CO 7			$\eta = 0,40$
		CO 8			$\eta = 0,69$
		CO 9			$\eta = 0,65$
		CO 2			$\eta = 0,58$
		CO 5			$\eta = 0,50$
	Série B	CO 15	6 TT 25 $P_M \simeq 94,1 \text{ tm}$		$\eta = 0,43$
		CO 13			$\eta = 0,28$
CO 14					

Série B	CO 15		$A_s \sigma_e \simeq 0,5 P_M$
	CO 13		
	CO 14		

P_M désigne la charge de rupture par flexion de la poutre portée

TABLEAU 4 - PROGRAMME DES ESSAIS

	P_u (t)	$\frac{P_u}{P_M}$	$\sigma_{ov} = \frac{P_u}{2b_0 h}$ (kg/cm ²)	η	Modes de rupture	
Type I Série A	CO11	38,5	1,126	20,75	0,582	Rupture par flexion (insuffisance des aciers de traction).
	CO12	39,0	1,048	21,02	0,369	
Type II Série A	CO3	72,7	1,007	39,94	0,600	Rupture par flexion (insuffisance des aciers de traction).
	CO10	66,0	0,976	36,26	0,476	Rupt. par cisaillement-compression (côté appui direct).
	CO6	60	0,875	32,96	0,415	Rupture par fendage diagonal (côté appui mutuel).
	CO4	65,1	0,902	35,76	0,395	Rupt. provoquée par insuffisance du béton d'enrobage à un crochet.
Type III Série A	CO1	93,3	1,000	53,23	0,694	Rupture par flexion (insuffisance de la résistance du béton).
	CO7	94,5	0,988	53,91	0,645	] Rupture par écrasement du béton de l'âme au voisinage du croisement
	CO8	96,0	0,969	54,76	0,575	
	CO9	79,0	0,831	43,92	0,502	] Rupture par cisaillement-compression (côté appui mutuel).
	CO2	76,4	0,828	43,58	0,434	
CO5	60	0,651	34,23	0,284	Rupture par fendage diagonal (côté appui mutuel).	
Série B	CO15	98,5	1,022	72,02	0,735	Rupt. par écrasement du béton de l'âme au voisinage du croisement.
	CO13	92	0,963	67,27	0,754	Rupture fragile d'un cadre de l'armature d'ame.
	CO14	92,6	1,023	67,70	0,709	Rupt. par cisaillement-compression (côté appui mutuel).

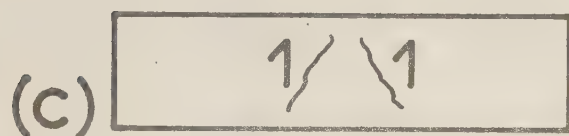
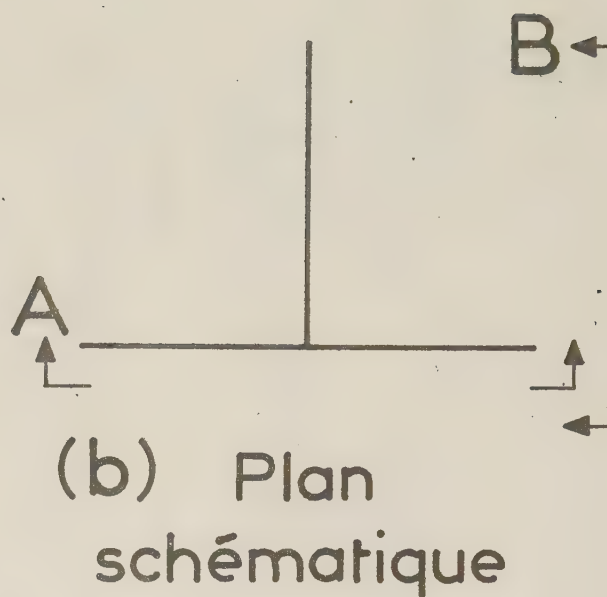
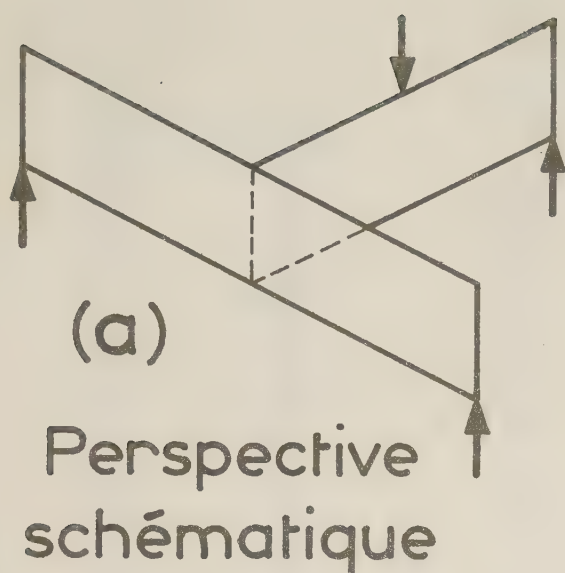
TABLEAU 5 - CHARGES ULTIMES ET MODES DE RUPTURE
DES CROISEES CO EXPERIMENTEES.

Série A

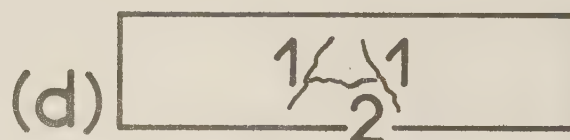
Série B

	Série A										Série B				
	Type I		Type II				Type III								
	CO 11	CO 12	CO 3	CO 10	CO 6	CO 4	CO 1	CO 7	CO 8	CO 9	CO 2	CO 5	CO 15	CO 13	CO 14
$\eta = \frac{\omega_{t0}}{\omega_{tM}}$	0,58	0,37	0,60	0,48	0,42	0,40	0,69	0,65	0,58	0,5	0,43	0,28	0,74	0,75	0,71
$\tau_{oM} = \frac{T_M}{b_o h}$ (kg /cm ²)	18,4	20	39,6	37,1	37,3	39,7	53,3	54,5	56,5	54,3	52,1	52	70,5	69,8	66,2
$\tau_{ou} = \frac{T_u}{b_o h}$ (kg /cm ²)	20,8	21	40	36,6	33	36	53,2	54	54,8	44	43,6	34,2	72	67,3	67,7
45x1,75 Limite de τ_{oM} 0,2 σ'_j (kg /cm ²)	78,75														
(CEB) $\eta = 1 - 0,035 \frac{\sigma'_j}{\tau_{oM}}$	0,36	0,44	0,8	0,72	0,7	0,77	0,83	0,81	0,79	0,86	0,83	0,81	0,81	0,83	0,8
$\eta = 1 - \frac{0,003 \sigma'_j}{0,85 \cdot 1,15 \tau_{oM}}$	0,44	0,51	0,82	0,76	0,74	0,80	0,85	0,85	0,82	0,86	0,85	0,84	0,83	0,85	0,83

TABEAU 6 - COMPARAISON DES RESULTATS D'ESSAIS AVEC LES FORMULES DE COUTURE REDUITE DU CEB ET DE M.F. LEONHARDT.



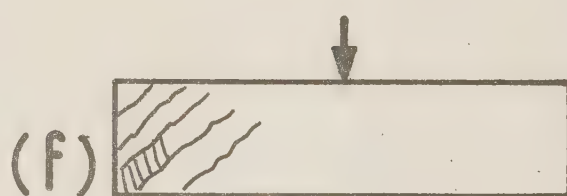
Vue A
Fissures 1



Vue A
Fissures 1 & 2



Vue B
Fissuration



Vue B
Rupture

FIGURE 1 - MECANISME DE RUPTURE PAR ECRASEMENT DU BETON
DE L'AME DES POUTRES SUR APPUIS MUTUELS EN TE.

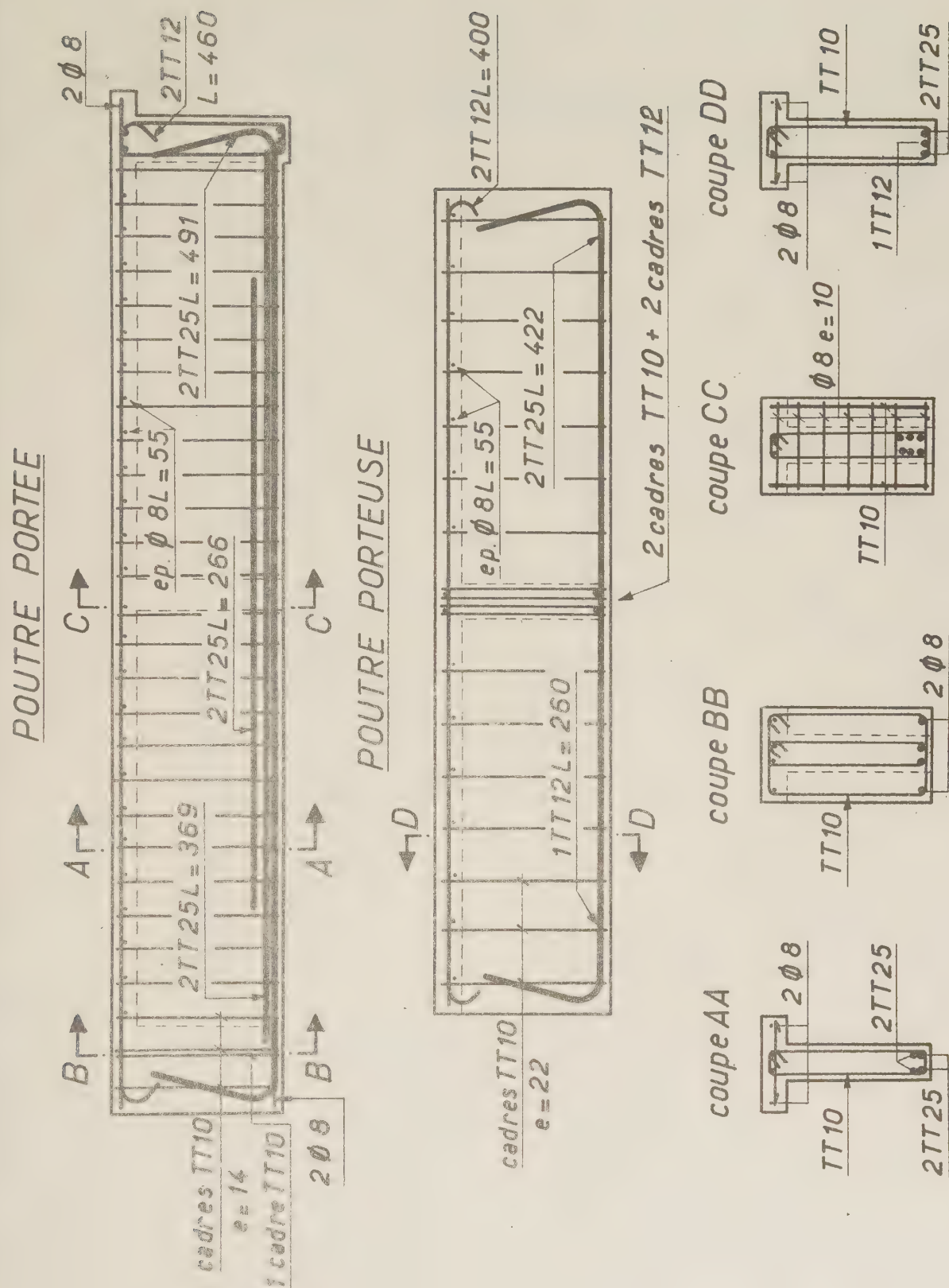


FIGURE 2 - FERRAILLAGE DU CORPS D'EPREUVE CO 8 (SERIE A).

PLAN DE COFFRAGE

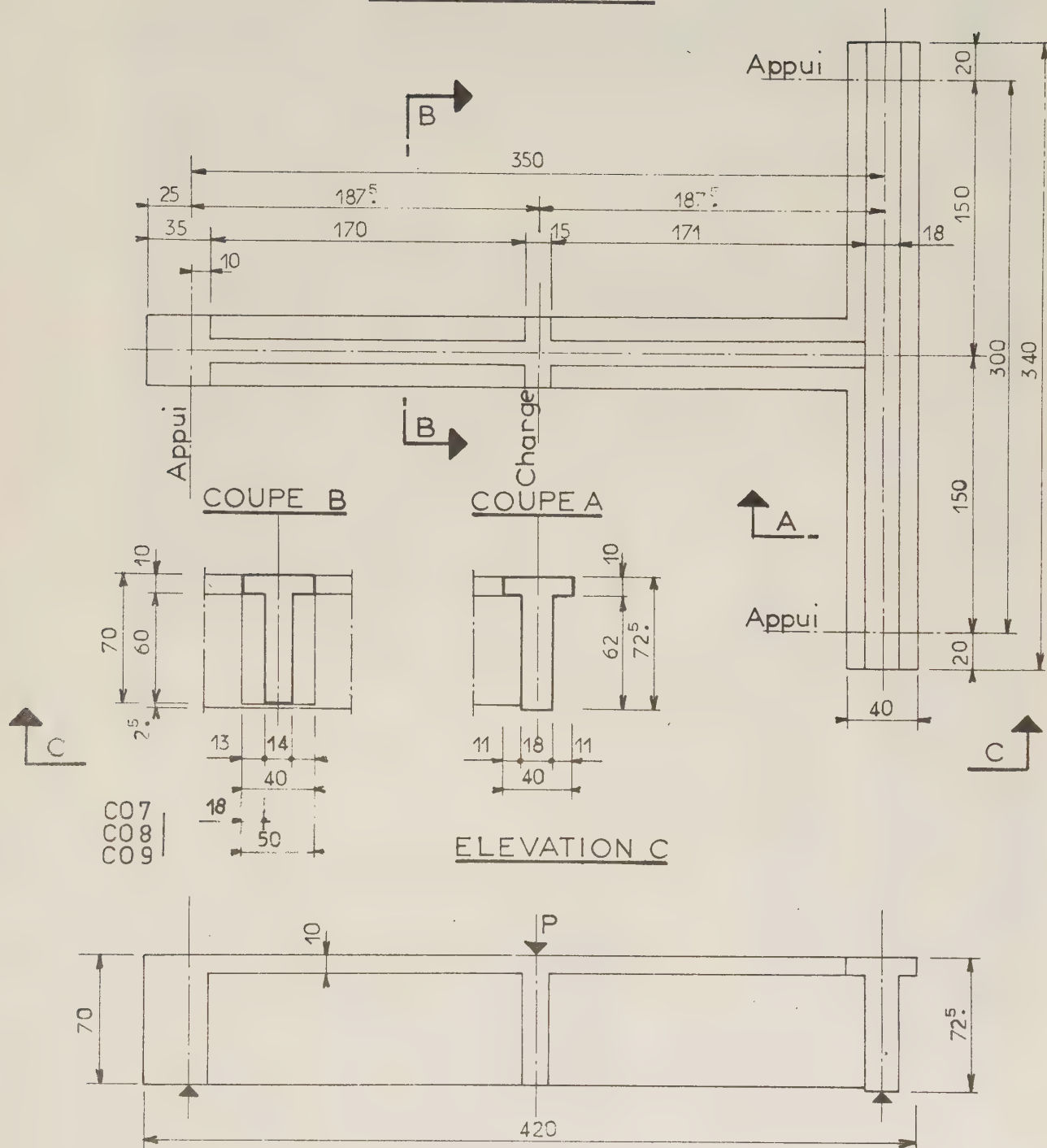


FIGURE 3 - CORPS D'EPREUVE CO DE LA SERIE A

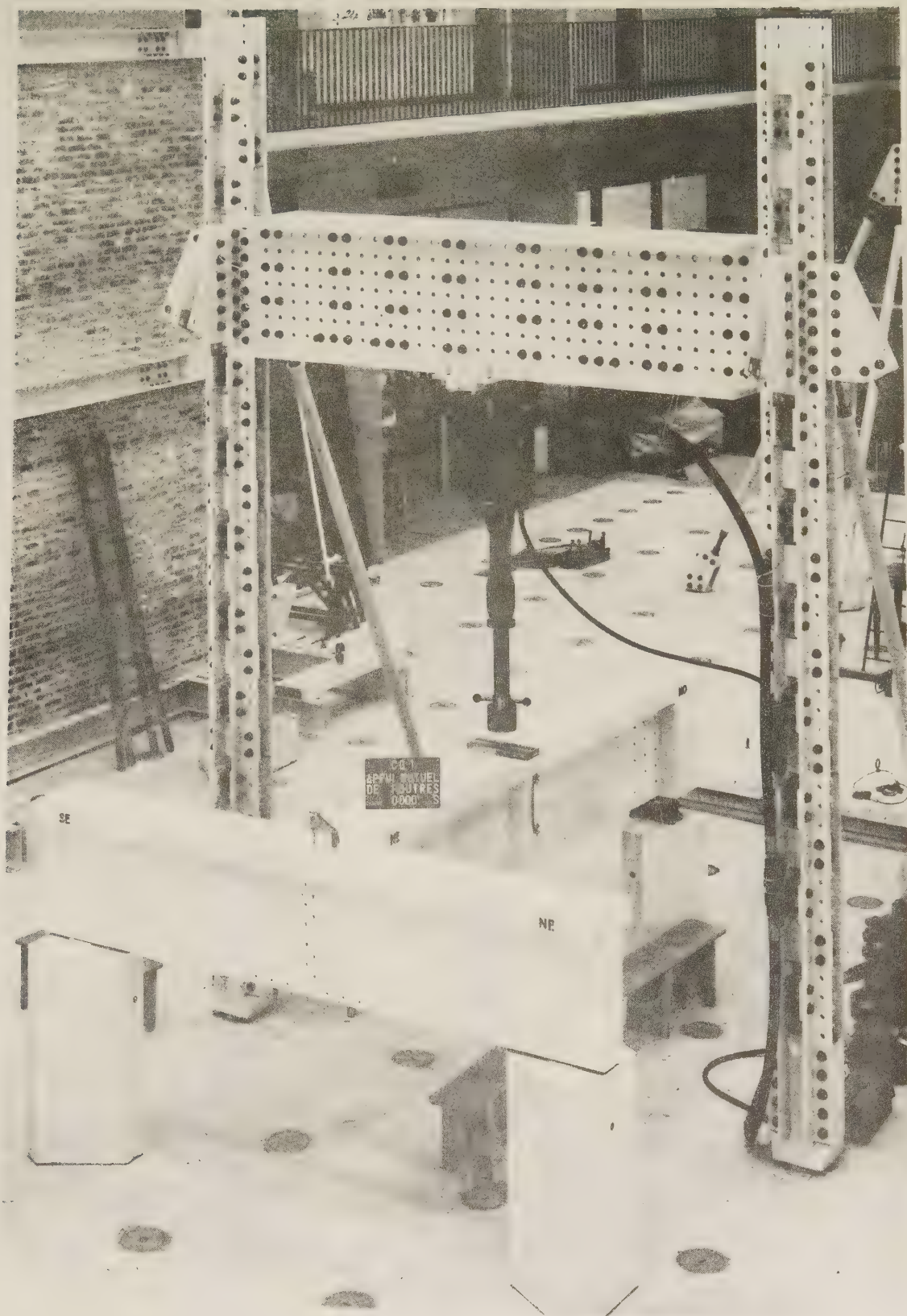


FIGURE 4 - DISPOSITIF D'ESSAI.



FIGURE 5 - POUTRE PORTEE APRES RUPTURE DES CHOISELES CO11 ($\eta = 0,50$) et CO12 ($\eta = 0,37$) DE LA SERIE A (TYPE I).

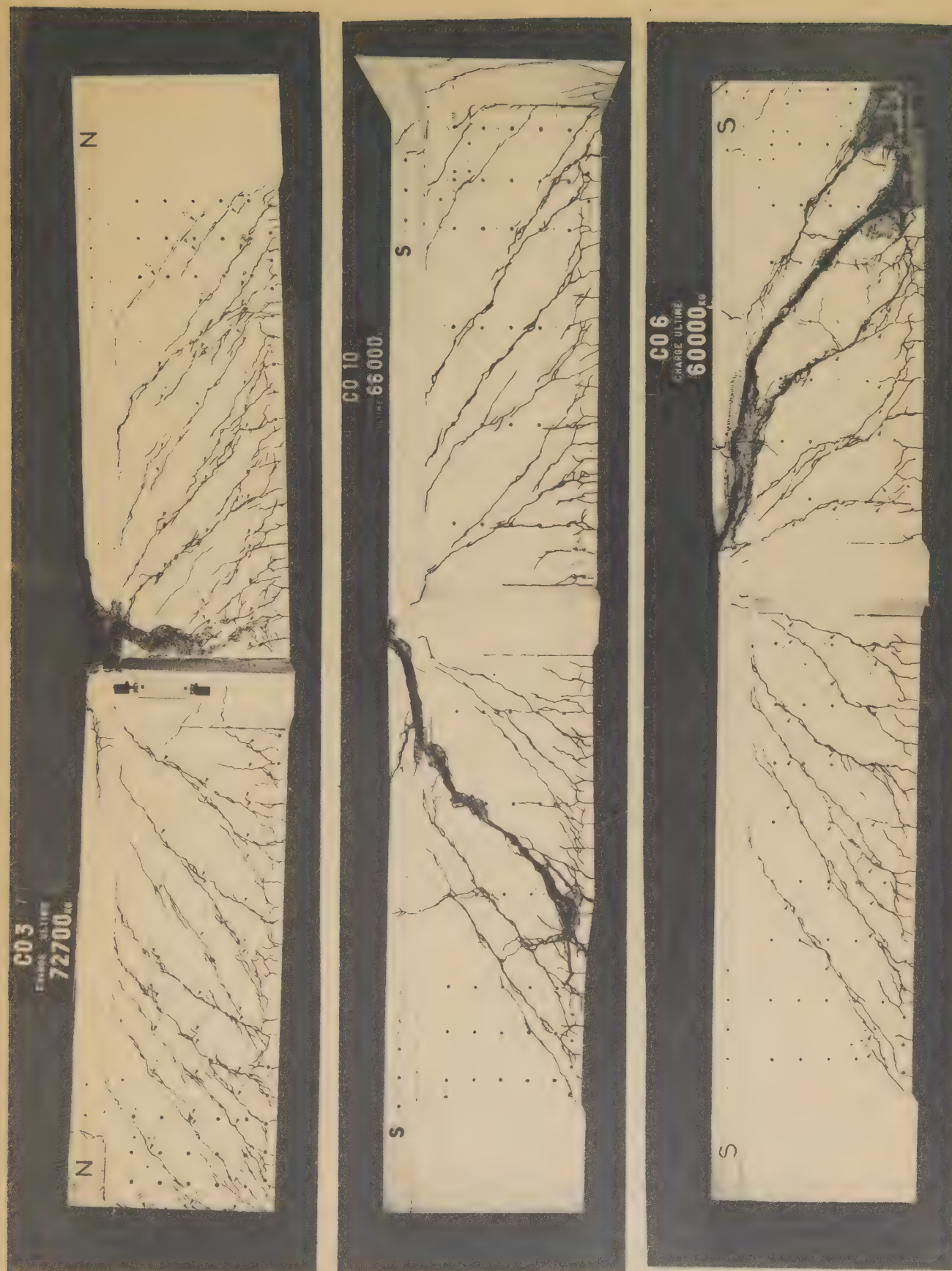


FIGURE 6 - POUTRE PORTEE APRES RUPTURE DES CROISEES CO3 ($\eta = 0,60$), CO10 ($\eta = 0,48$) ET CO6 ($\eta = 0,41$) DE LA SERIE A (TYPE II).

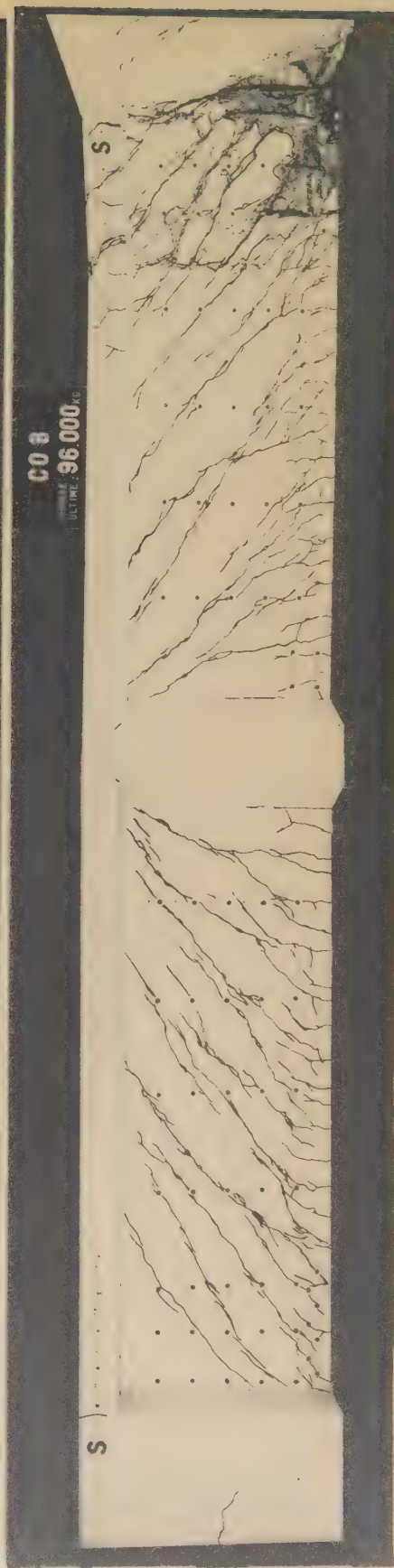


FIGURE 7 - POUTRE PORTEE APRES RUPTURE DES CROISEES C01 ($\eta = 0,69$), C07 ($\eta = 0,65$) et C03 ($\eta = 0,58$) DE LA SERIE A (TYPE III).

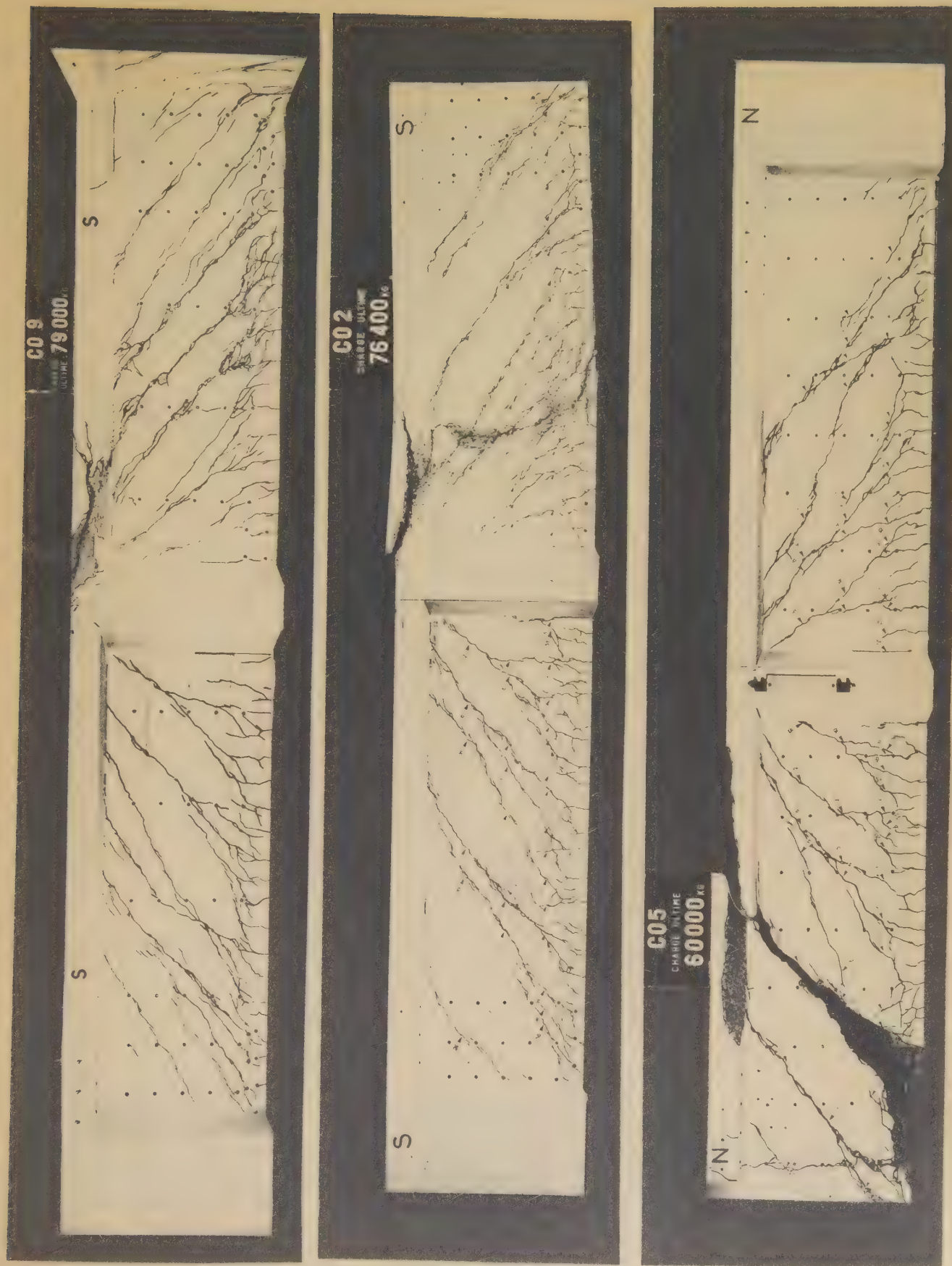


FIGURE 8 - POUTRE PORTEE APRES RUPTURE DES CROISEES C09 ($\eta = 0,50$), C02 ($\eta = 0,43$) et C05 ($\eta = 0,28$) DE LA SERIE A (TYPE III).



FIGURE 9 - POUTRE PORTEE APRES RUPTURE DES CROISEES CO15 ($b'_0 = 18$ cm), CO13 ($b'_0 = 26$ cm) et CO14 ($b'_0 = 34$ cm) DE LA SERIE B.

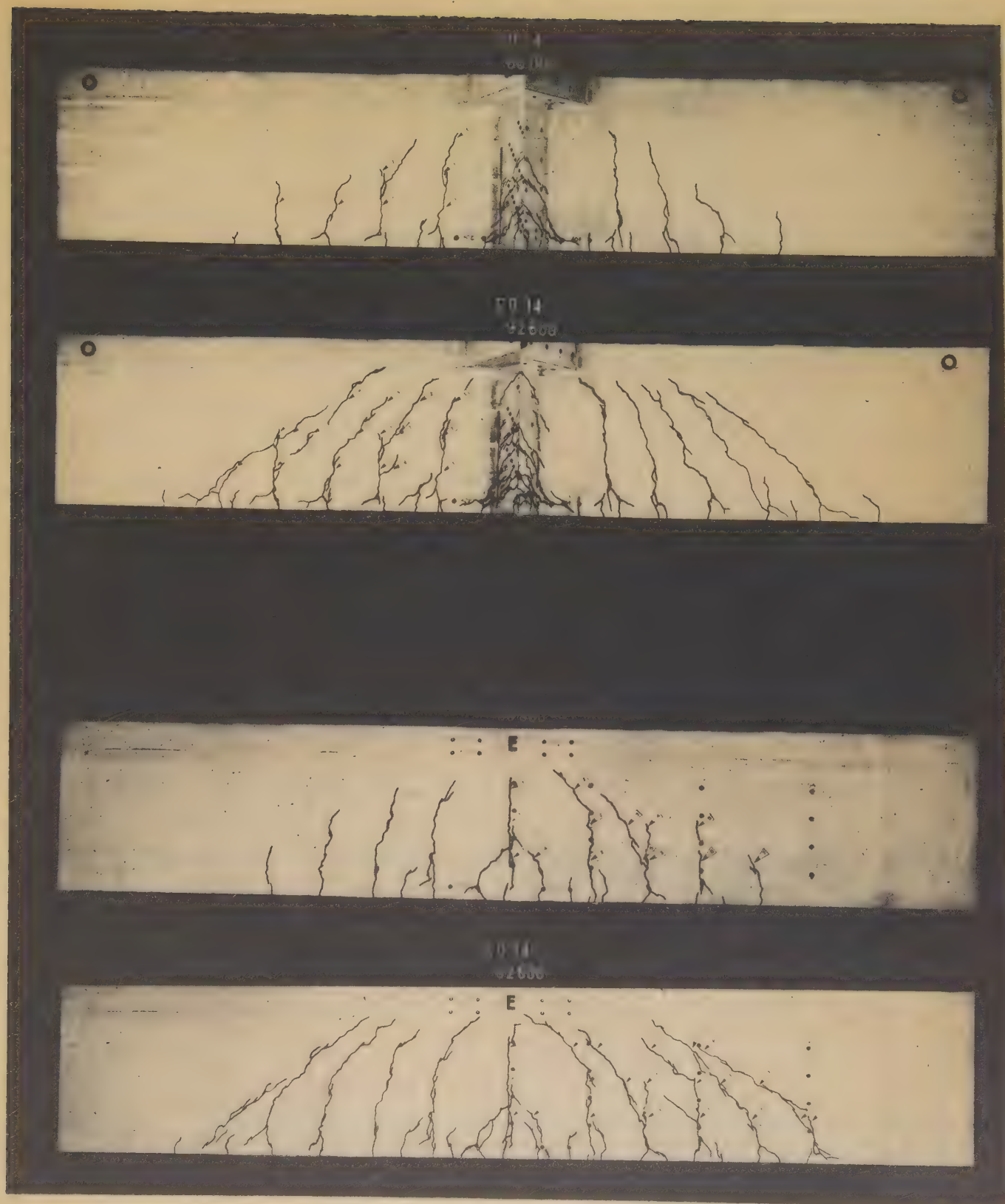


FIGURE 10 - LES FACES INTERNE (O) ET EXTERNE (E) DE LA POUTRE PORTEUSE DU CORPS D'EPREUVE CO14 ($b'_0 = 34$ cm) SOUS LA CHARGE DE 60 t ET APRES LA RUPTURE.

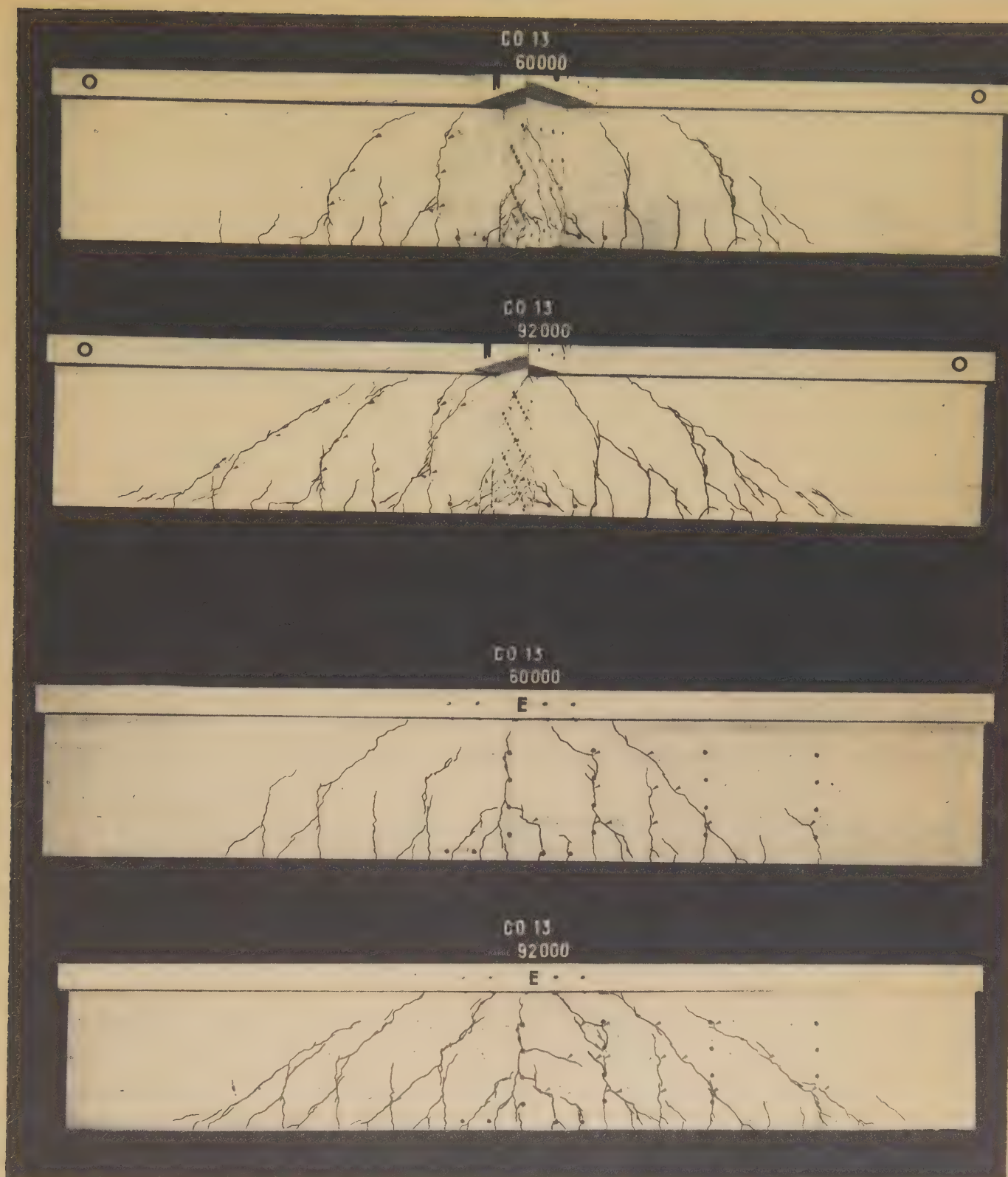


FIGURE 11 - LES FACES INTERNE (O) ET EXTERNE (E) DE LA POUTRE PORTEUSE DU CORPS D'EPREUVE CO13 ($b'_0 = 26$ cm) SOUS LA CHARGE DE 60 t ET APRES LA RUPTURE.

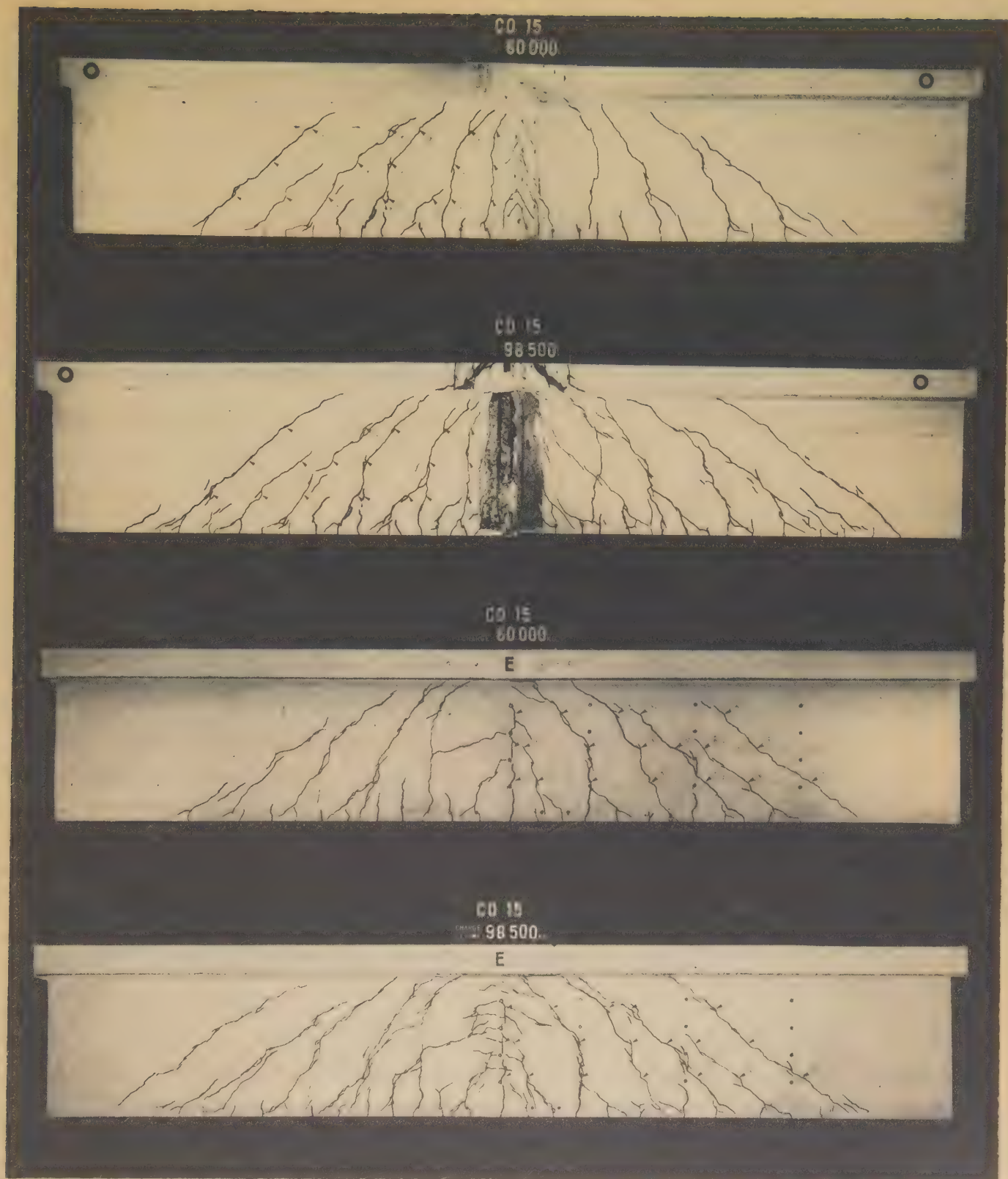


FIGURE 12 - LES FACES INTERNE (O) ET EXTERNE (F) DE LA POUTRE PORTEUSE DU CORPS D'EPREUVE CO15 ($b'_0 = 18 \text{ cm}$) SOUS LA CHARGE DE 60 t ET APRES LA RUPTURE.

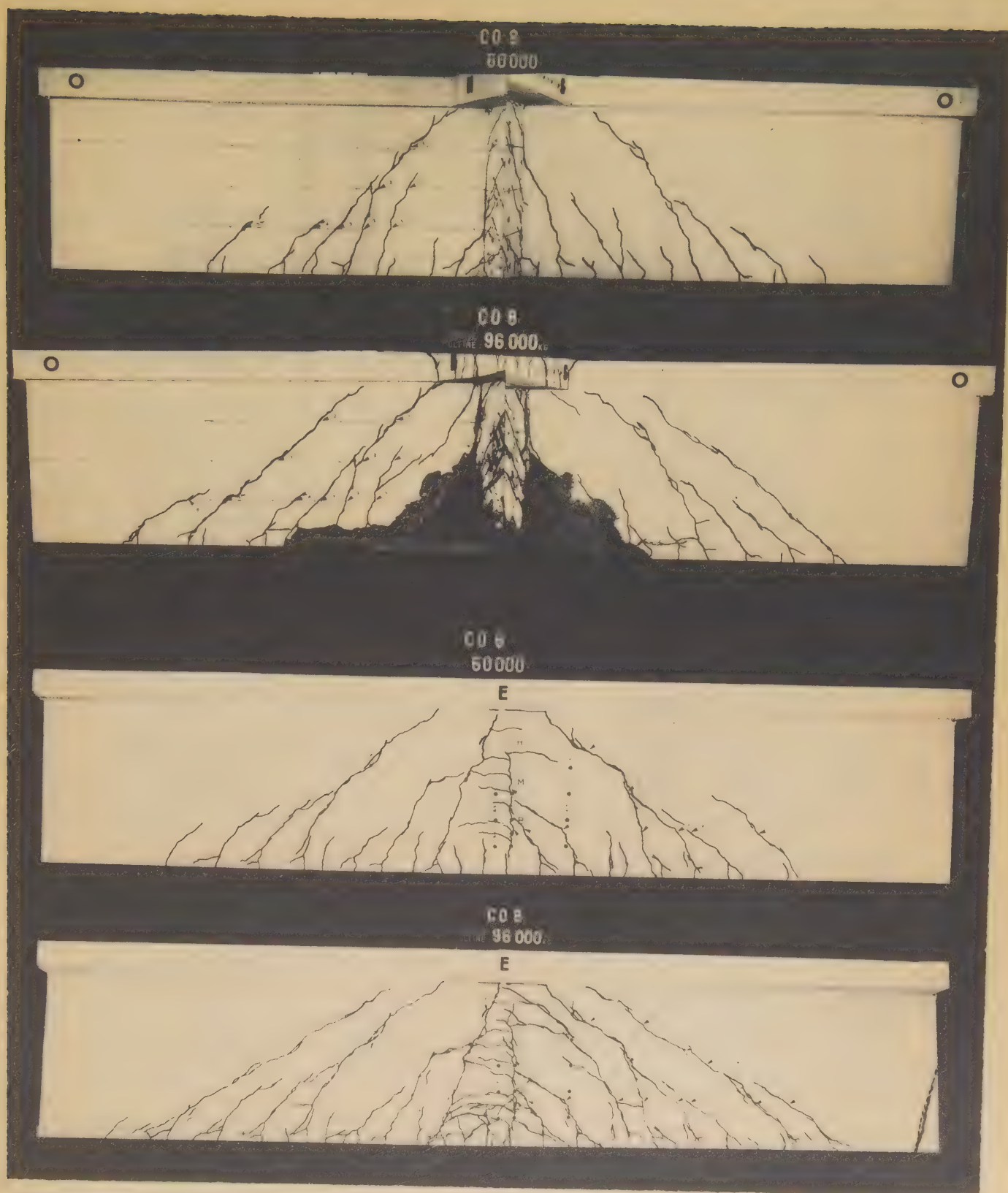


FIGURE 13 - LES FACES INTERNE (O) ET EXTERNE (E) DE LA POUTRE PORTEUSE DU CORPS D'EPREUVE CO8 ($b'_0 = 18 \text{ cm}$) SOUS LA CHARGE DE 60 t ET APRES LA RUPTURE.

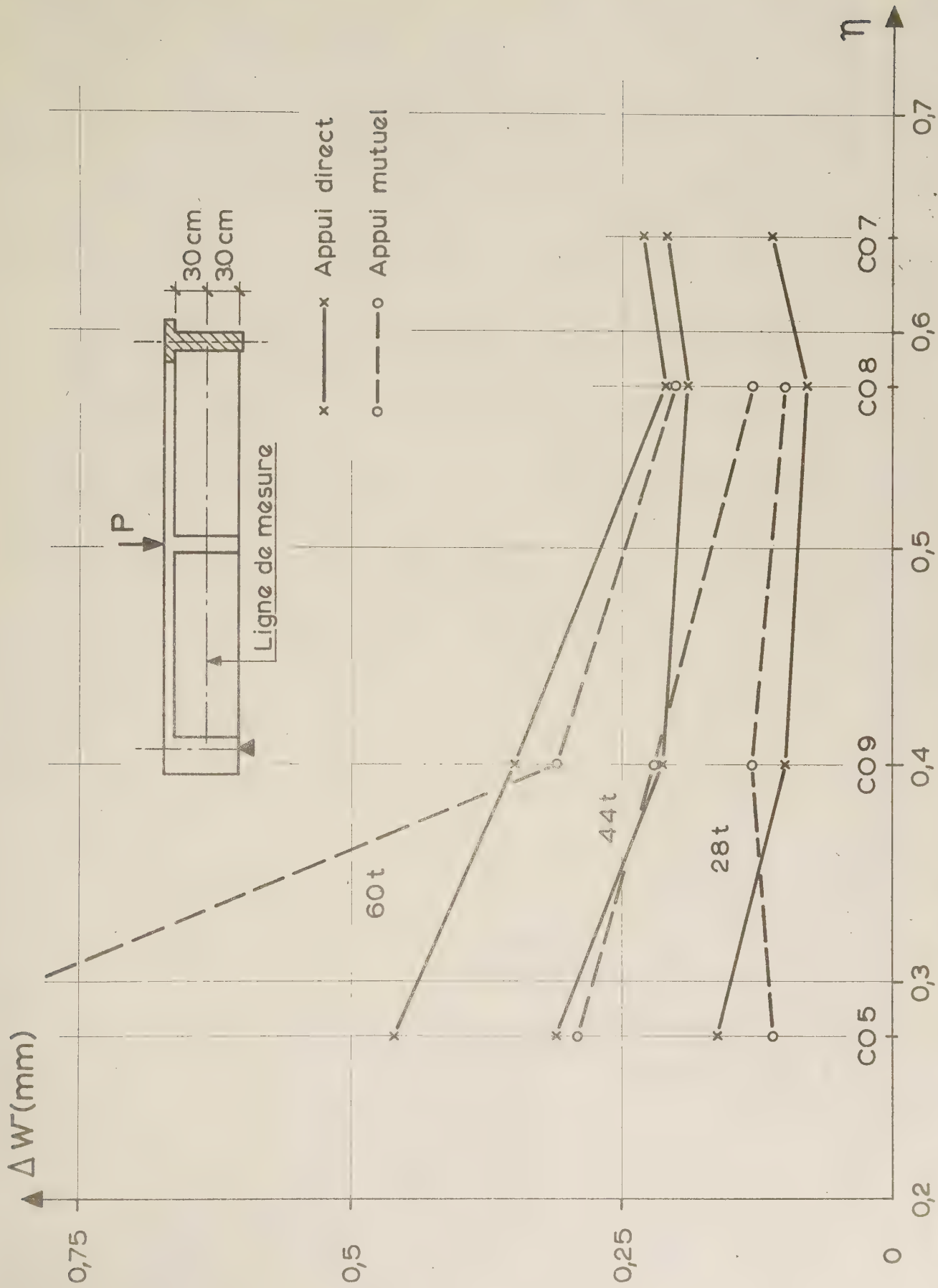


FIGURE 14 - INFLUENCE DE η SUR LES OUVERTURES MOYENNES DES FISSURES DES POUTRES PORTEES DES CROISEES DU GROUPE TYPE III (SERIE A).

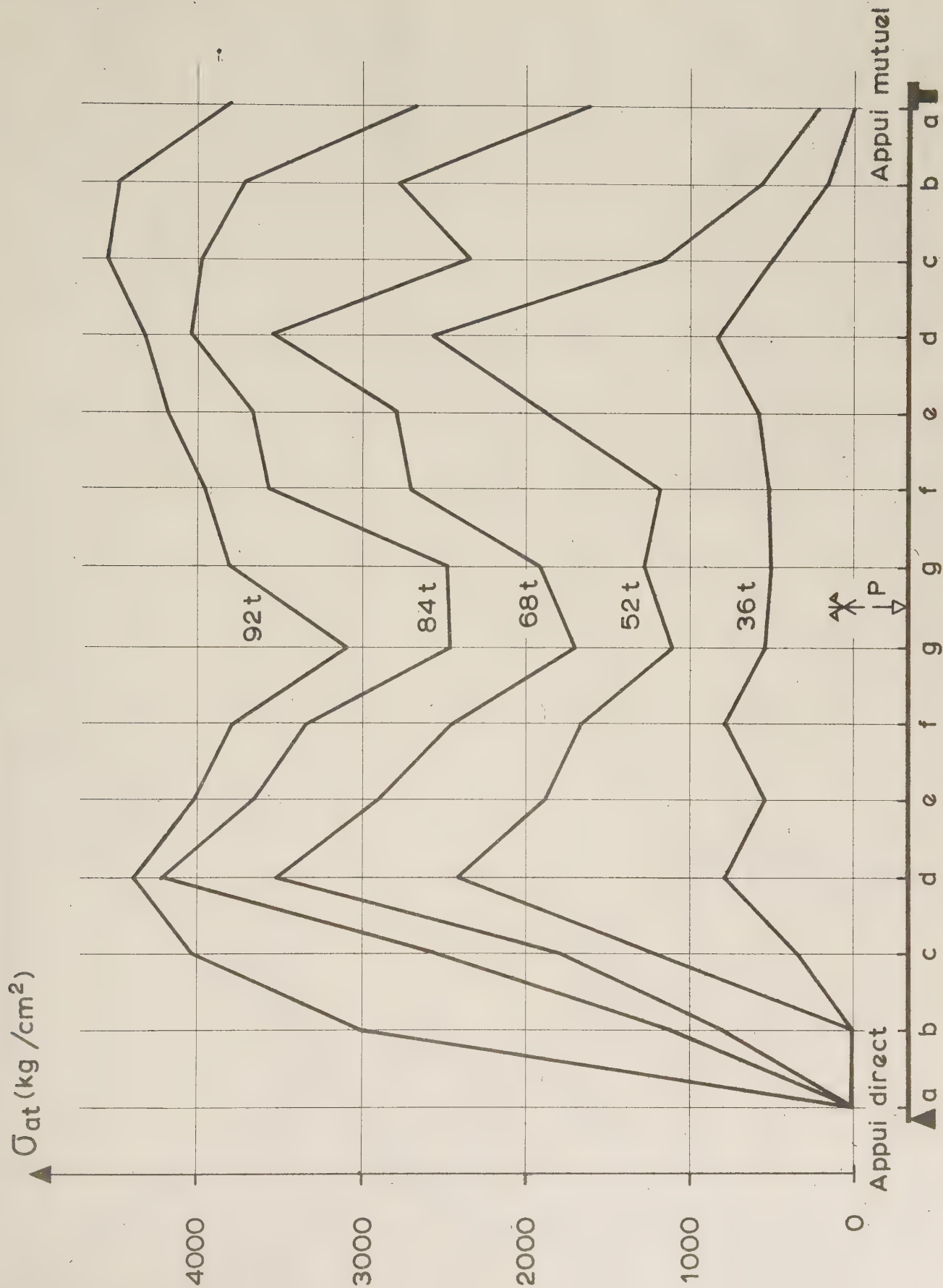


FIGURE 15 - DISTRIBUTION DES CONTRAINTES MOYENNES DES ACIERS DE L'ARMATURE D'AME DE LA CROISEE CO'8 (SERIE A).

Croisée CO 8 ($\eta=0,575$)

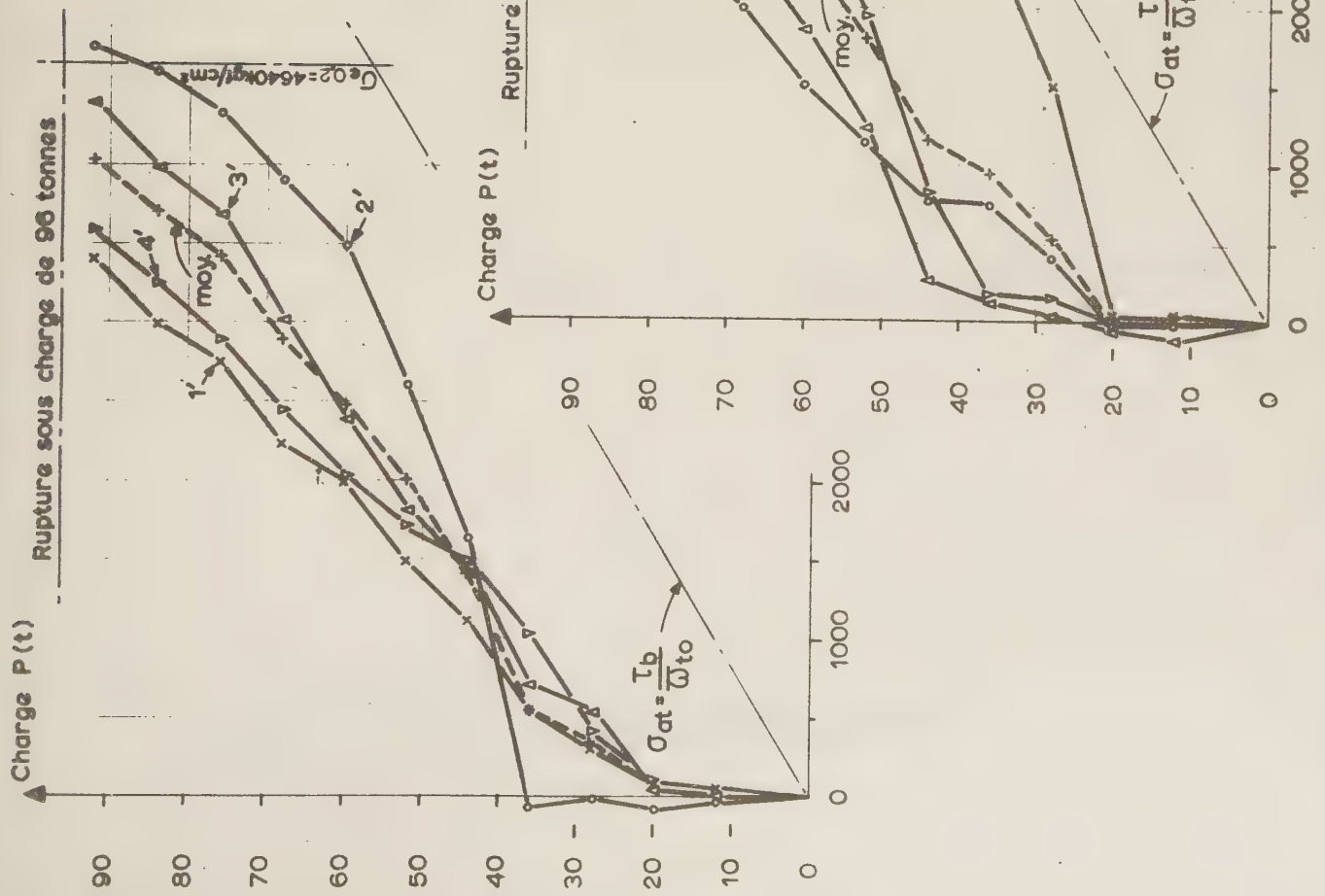


FIGURE 16 - SOLlicitATIONS DE L'ARMATURE D'EFFORT TRANCHANT DE LA POUTRE PORTEE DE LA CROISEE CO 8.

Rupture sous charge de 96 tonnes

Charge P (t)

1' 2' 3' 4'

Croisée CO 8 ($\eta=0,575$)

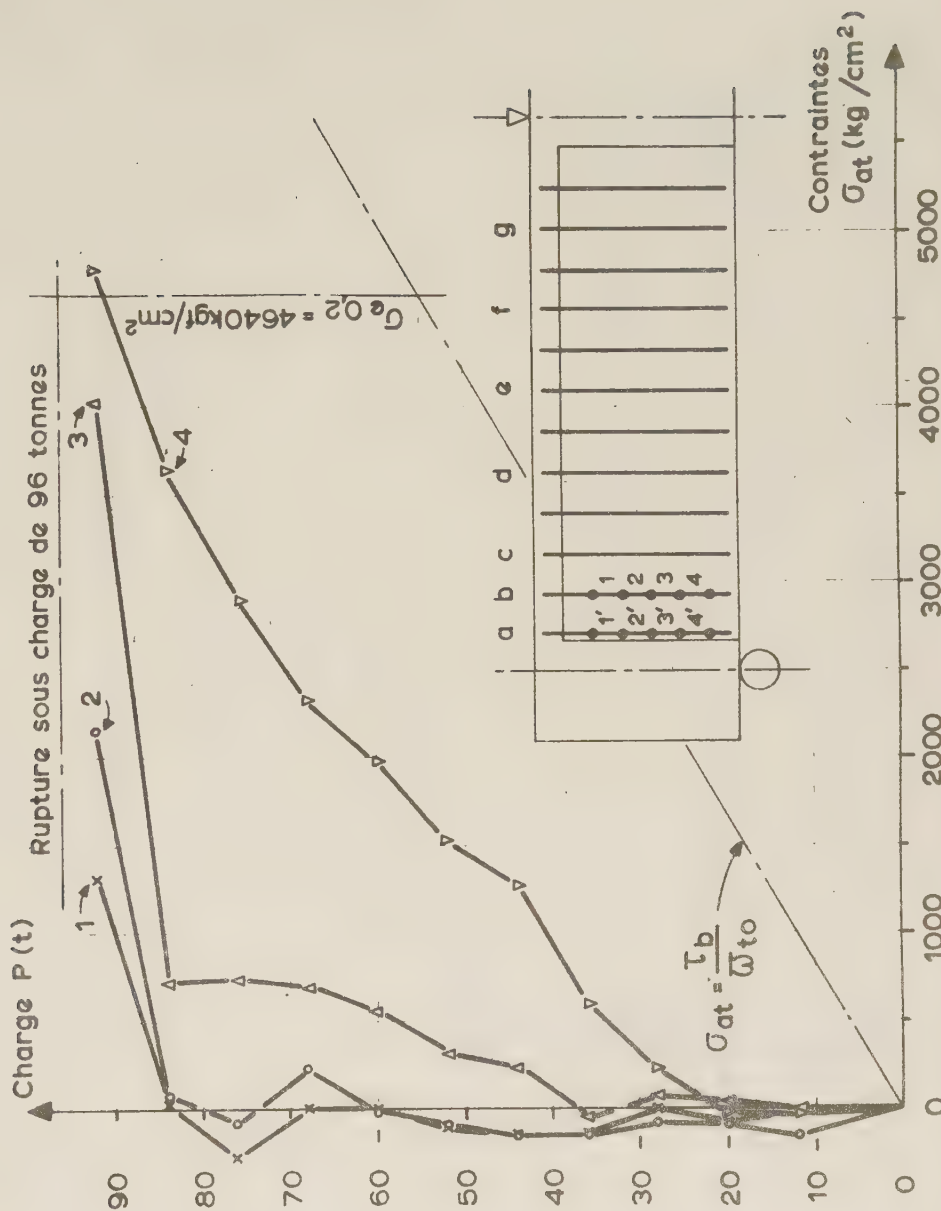


FIGURE 17 - SOLLICITATIONS DE L'ARMATURE D'EFFORT TRANCHANT DE LA POUTRE PORTEE

(CROISEE CO 8) AU VOISINAGE DE L'APPUI DIRECT.

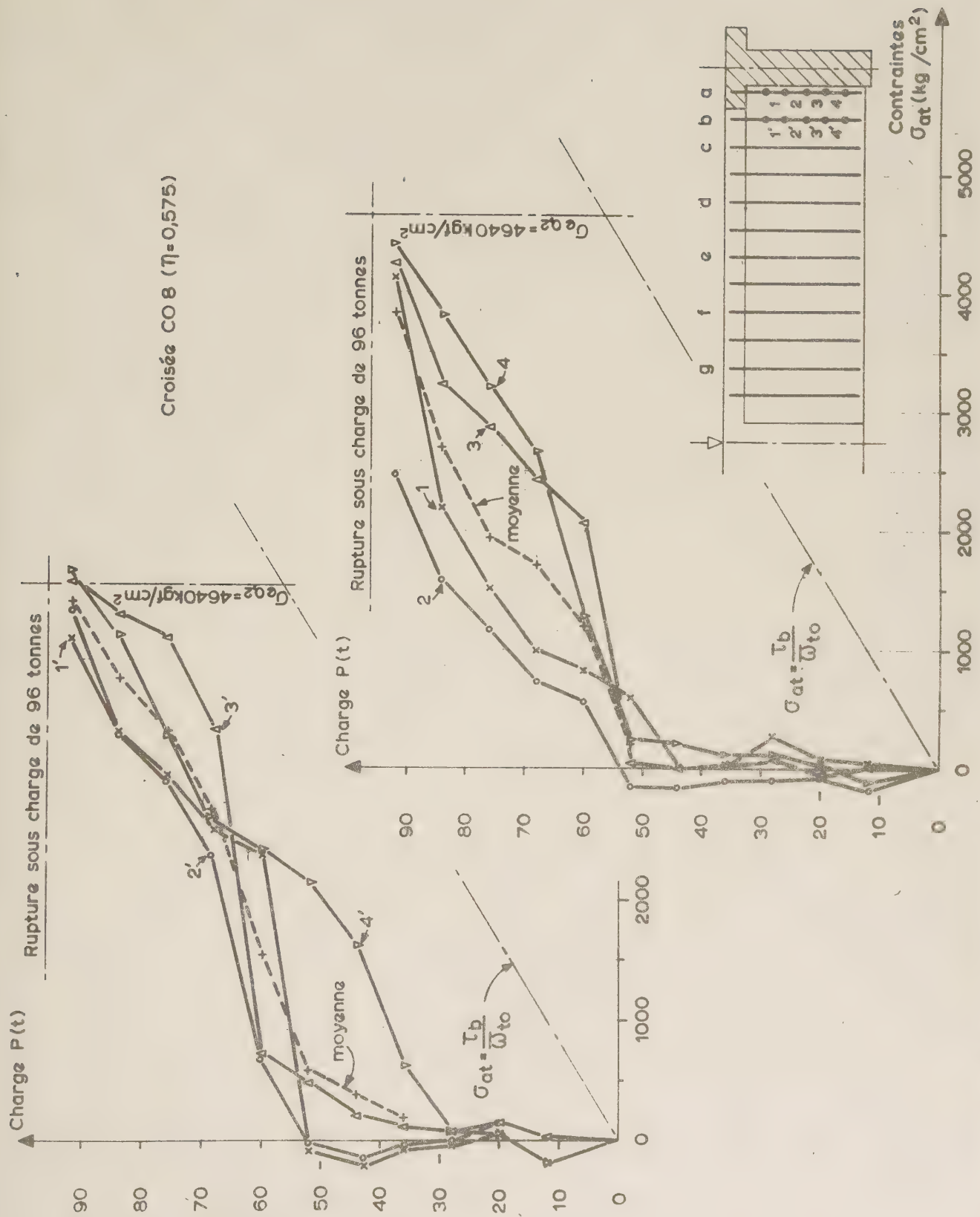
Croisée CO 8 ($\eta=0,575$)

FIGURE 18 - SOLlicitations DE L'ARMATURE D'EFFORT TRANCHANT DE LA POUTRE PORTEE
(CROISEE CO 8) AU VOISINAGE DE L'APPUI MUTUEL.

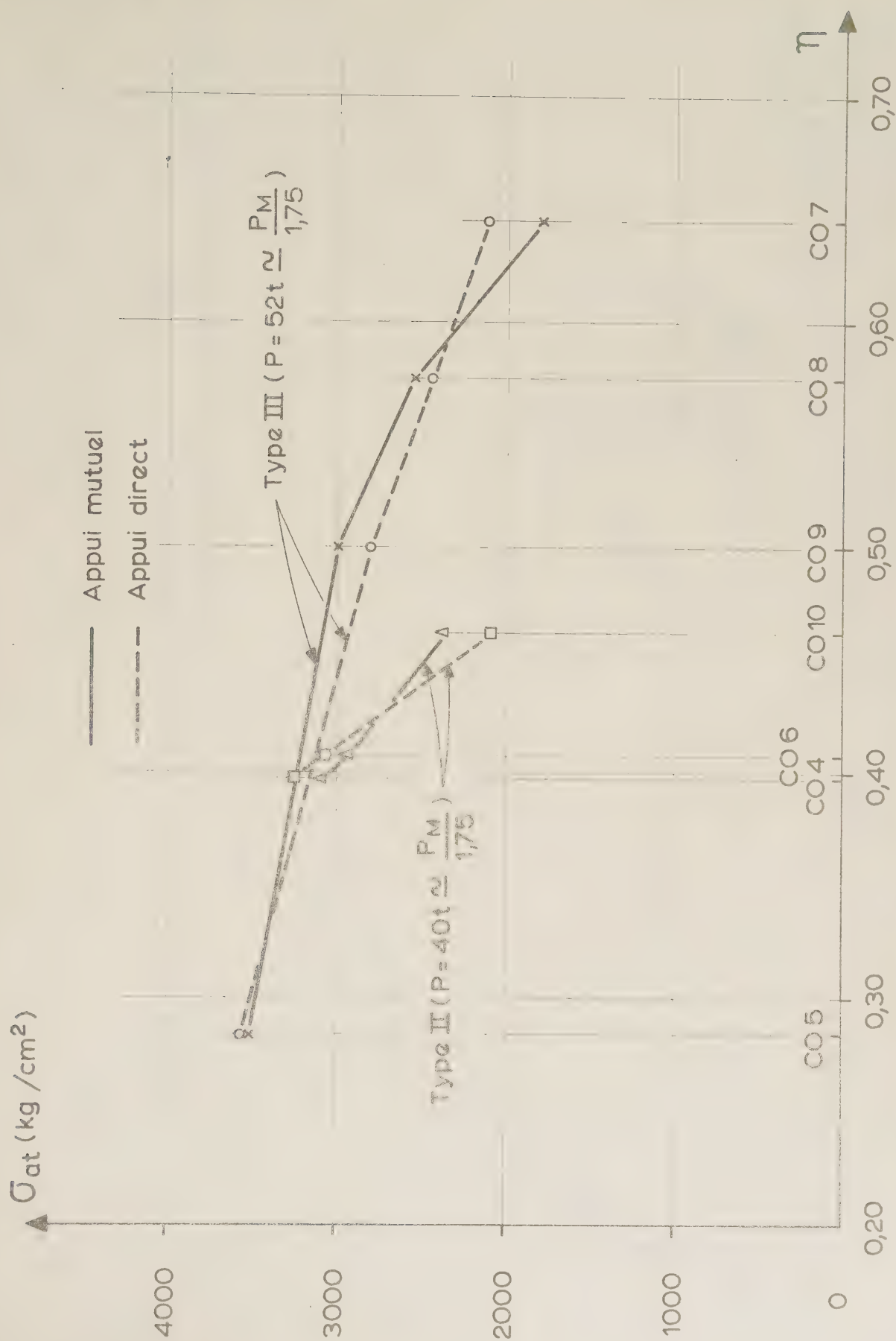
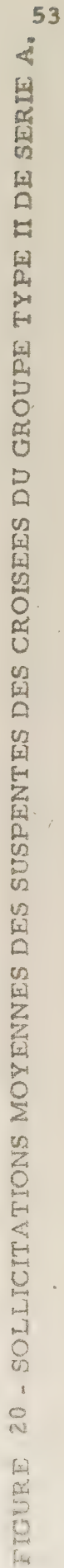


FIGURE 19 - VARIATION DE LA PLUS GRANDE CONTRAINTE MOYENNE DE L'ARMATURE D'AME DES POUTRES PORTEES (SERIE A), EN FONCTION DU DEGRE DE COUTURE.

(1) ancrages des aciers longitudinaux verticaux avec crochets
(2) " " " " sans " "
(3) ancrages des aciers longitudinaux disposés verticalement



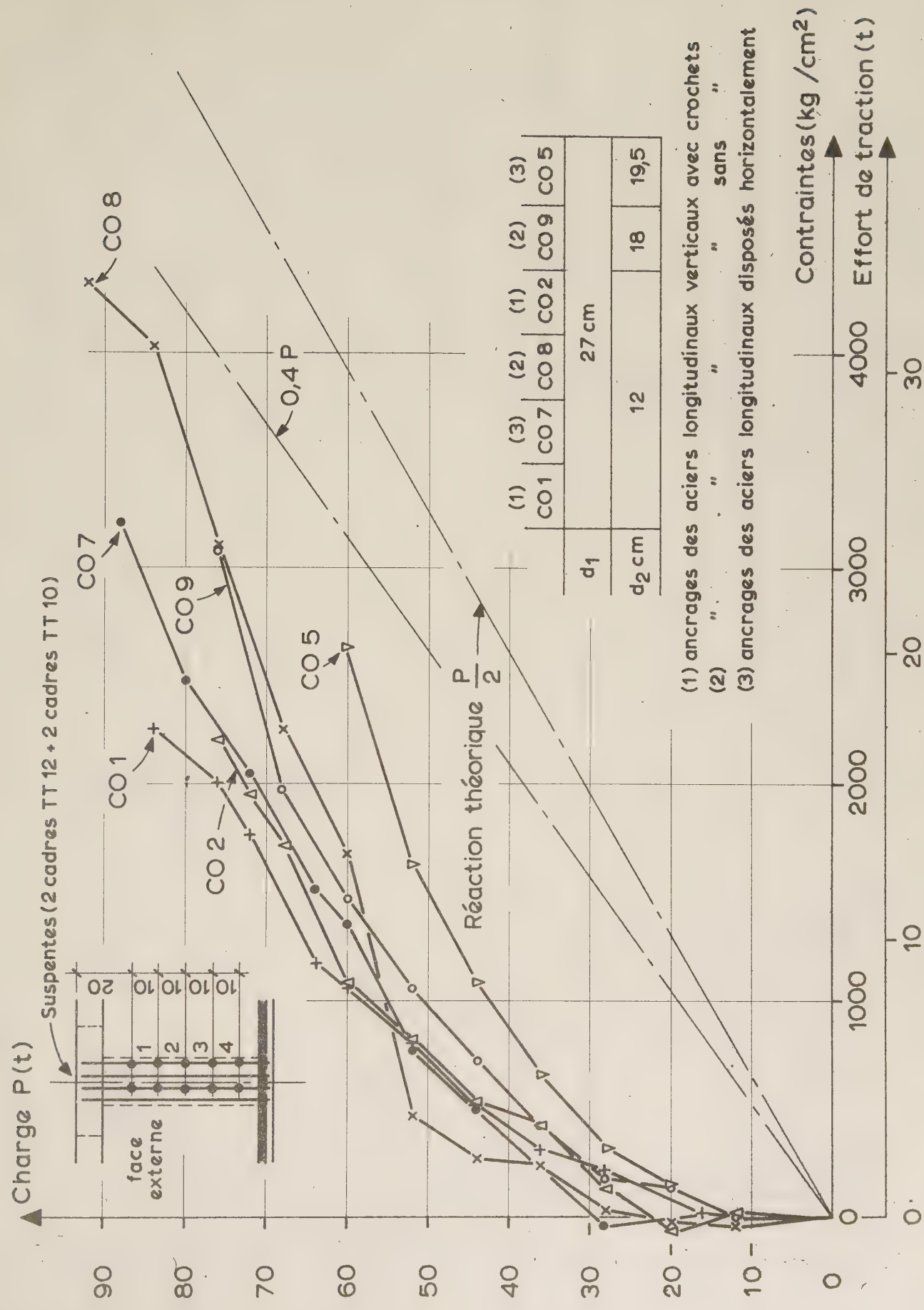


FIGURE 21 - SOLLICITATIONS MOYENNES DES SUSPENTES DES CROISEES DU GROUPE TYPE III DE LA SERIE A.

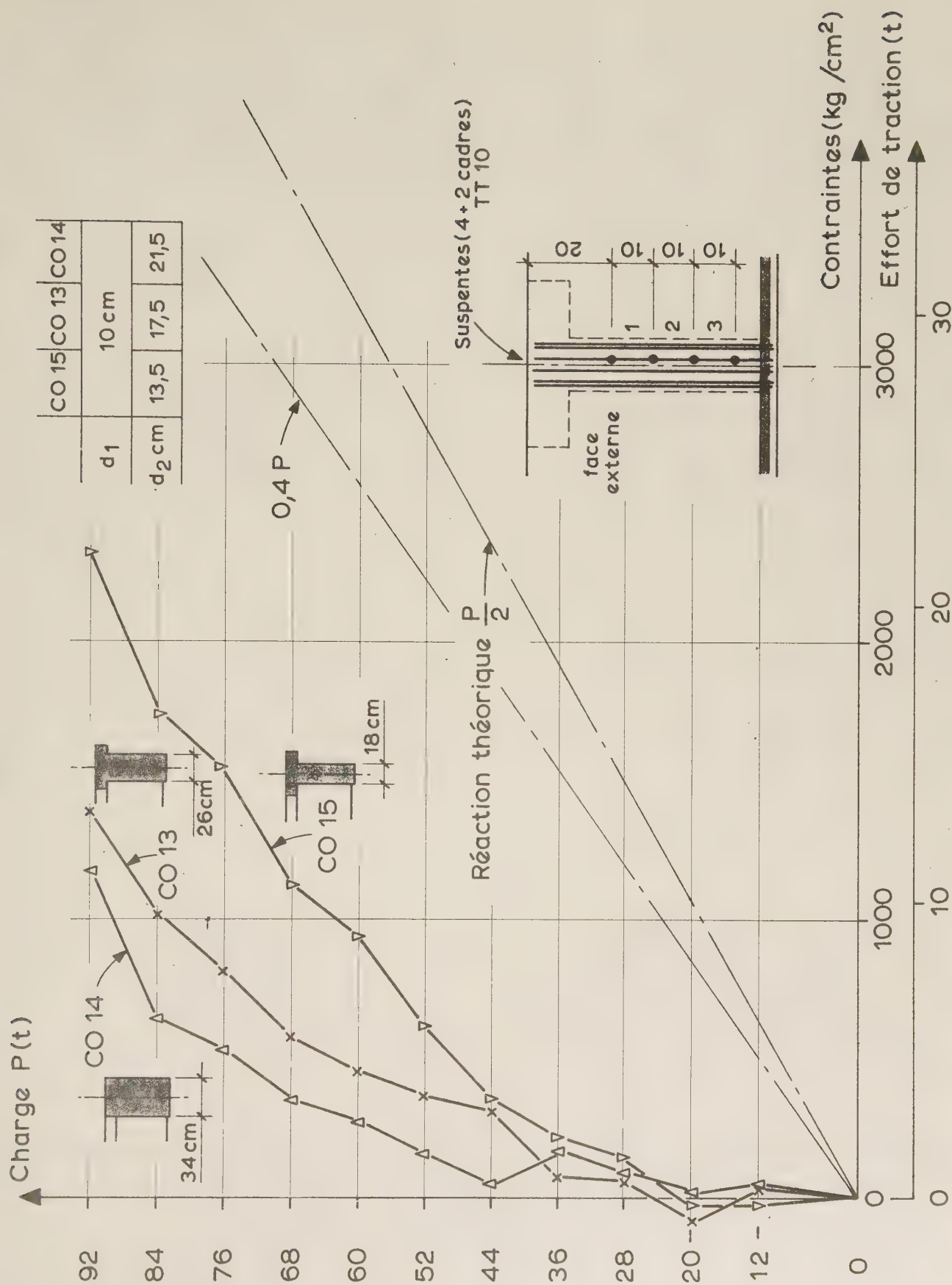


FIGURE 22 - SOLlicitation MOYENNE DES SUSPENTES DES CROISEES DE LA SERIE B.

Axe de
l'appui direct

Axe de la
poutre porteuse

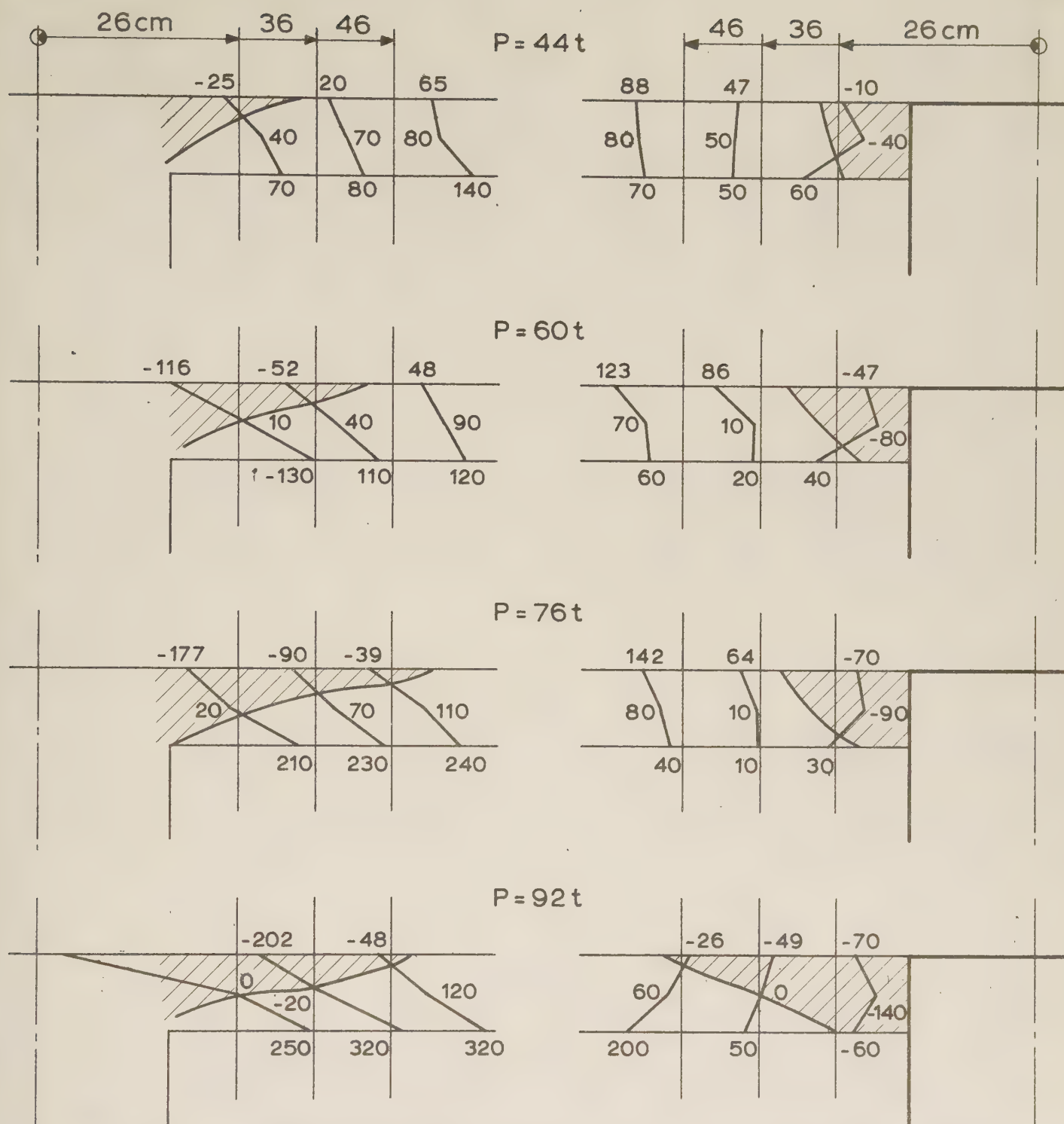


FIGURE 23 DEFORMATIONS RELATIVES (10^{-6}) DU BETON DU HOURDIS SUPERIEUR AU VOISINAGE DES APPUIS DIRECT ET MUTUEL DE LA POUTRE PORTEE DE LA CROISEE CO 14 (SERIE B).
 $\epsilon'_b > 0$

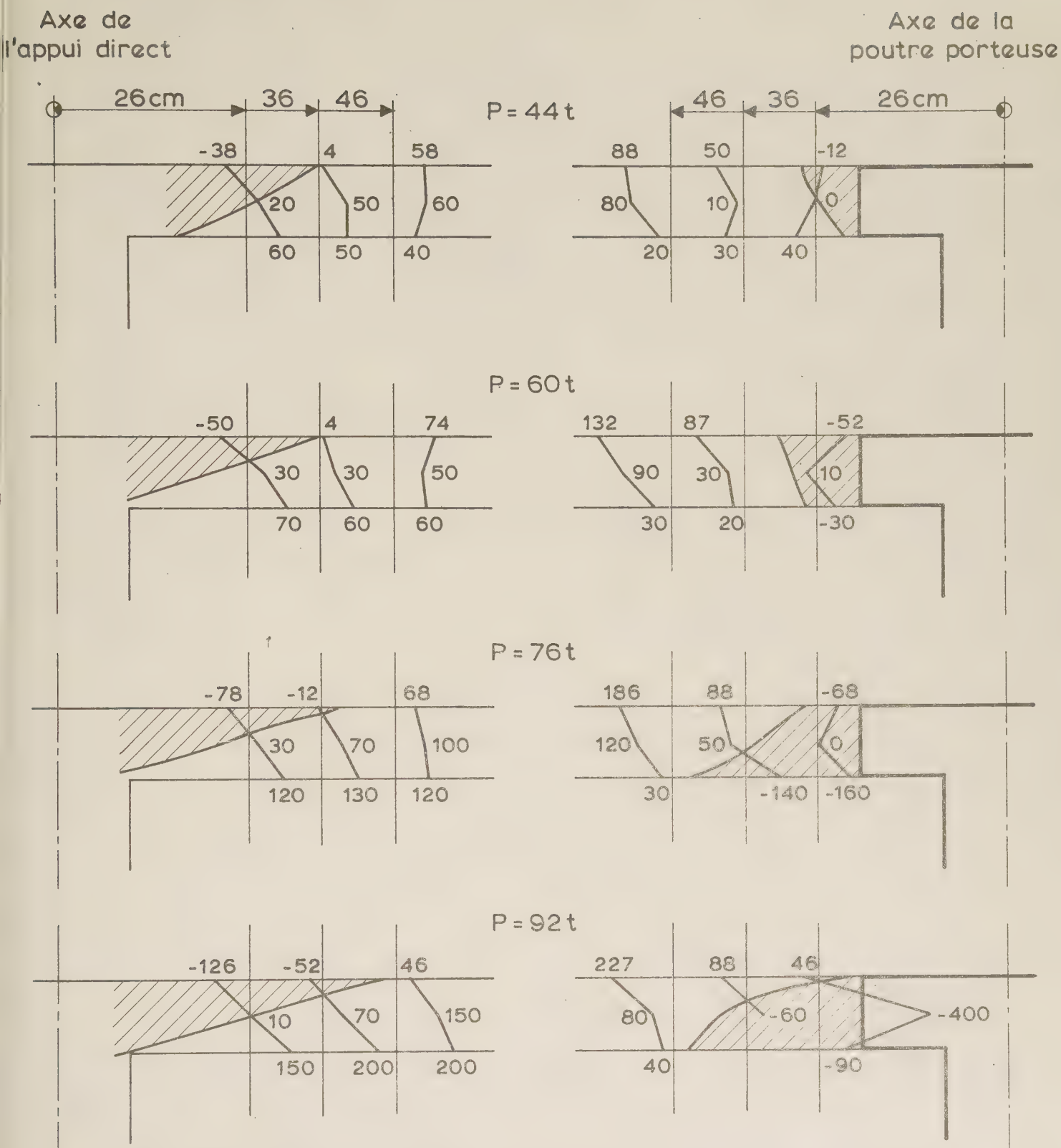


FIGURE 24 DEFORMATIONS RELATIVES (10^{-6}) DU BETON DU HOURDIS SUPERIEUR AU VOISINAGE DES APPUIS DIRECT ET MUTUEL DE LA POUTRE PORTEE DE LA CROISEE CO 15 (SERIE B).

$$\epsilon'_b > 0$$

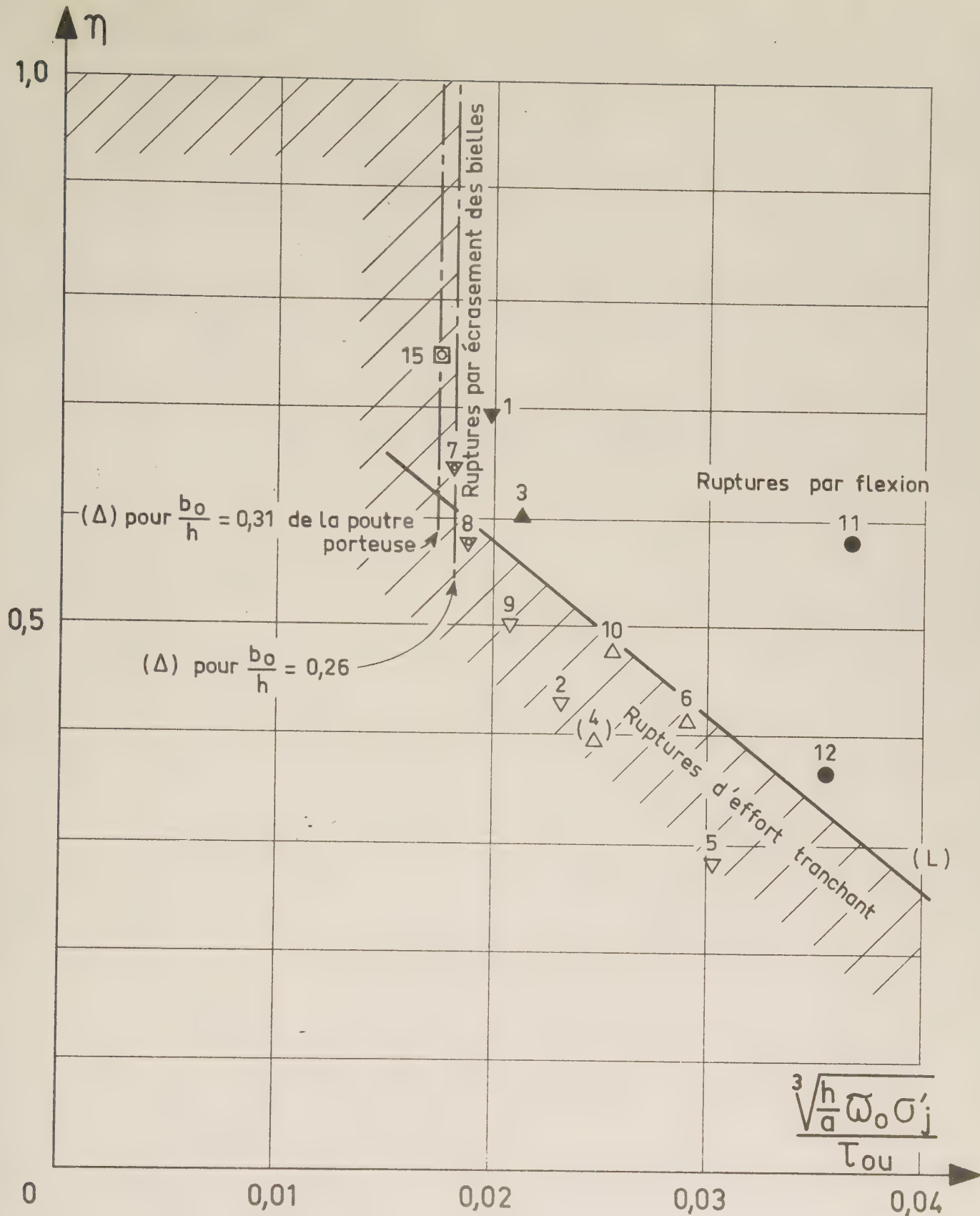


FIGURE 25- DETERMINATION DU DEGRE DE COUTURE D'AME DES POUTRES SUR APPUIS MUTUELS EN TÉ.

$$\bar{\omega}_{to} \text{ (ou } \frac{A_t}{b_{ot}} \text{ à disposer)} = \eta \bar{\omega}_{tM} \text{ (} \bar{\omega}_{tM} \text{ pourcentage de MÖRSCH)}$$

DEUXIÈME THÈSE

Propositions données par la Faculté

" Régime de fonctionnement en couche dense des fours ".

Vu et approuvé :

Paris, le 12 Janvier 1971

Le Doyen de la Faculté des Sciences
de Paris

L. GAUTHIER

Vu

et permis d'imprimer :

Le Recteur de l'Académie
de Paris

R. MALLET

